



**Felisberto António
Lima**

**Consolidação de solos no âmbito da construção da
ponte Armando Emílio Guebuza**



**Felisberto António
Lima**

**Consolidação de solos no âmbito da construção da
ponte Armando Emílio Guebuza**

Dissertação apresentada á Universidade de Aveiro para o cumprimento dos requisitos necessários para á obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica, efetuada sob Orientação científica do Professor Nuno Bravo De Faria Cruz. Professore Auxiliar convidado do departamento de Geociências da Universidade de Aveiro.

Dedico este trabalho à memória do meu pai, Francisco Lima....

.

O júri

Presidente

Prof. Doutor Jorge Manuel Pessoa Girão Medina.

Professor Associado do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro.

Eng. Cárin Cristina Almeida Mateus

Técnica de Grau II na Mota-Engil, Engenharia e Construção, S.A. (Arguente).

Prof. Doutor Nuno Bravo De Faria Cruz.

Professore Auxiliar convidado do departamento de Geociências da Universidade de Aveiro (orientador).

Agradecimentos

Ao professor Nuno Cruz pela orientação, motivação e pela transmissão de conhecimentos ao longo da execução da presente dissertação;

A Mota-Engil por disponibilizar informações, que sem as quais não seria possível a efetivação do presente trabalho;

Ao professor Jorge Medina, ao Professor José dos Santos vão os meus profundo agradecimentos pela incansável disponibilidade que permitiu aumentar o meu conhecimento em geologia;

Ao professor Joaquim Macedo por disponibilizar o seu precioso tempo, que permitiu aprofundar conhecimentos em Mecânica de solos;

Ao professor Augustinho Benta, pela oportunidade que me concedeu em participar em várias atividades praticas académica da engenharia civil;

Aos professores do departamento de geociências, da Universidade de Aveiro em geral, pelos conhecimentos teóricos que transmitiram durante todo percurso académico;

A direção da Universidade Pedagógica Delegação da Beira, pela confiança que depositou em mim, por me atribuir bolsa de estudo para a minha formação em engenharia Geológica;

Aos meus colegas pela paciência, disponibilidade e apoio incondicional que sempre me deram ao longo desta jornada;

A todos que direta e indiretamente contribuíram para o meu sucesso e desenvolvimento pessoal.

Palavras-chaves:

Solos argilosos; Consolidação; Solução técnica de aceleração; Geodrenos

Resumo

Depósitos espessos de solos argilosos moles, são frequentes em zonas geologicamente muito recentes nomeadamente em vales aluviões no litoral dos continentes, planícies fluviais, normalmente são compostos por argilas saturadas, podendo conter camadas de areia, elevado índice de vazios, compressibilidade acentuada e uma fraca permeabilidade.

A construção de aterros nestas zonas requer atenção especial quanto à estabilidade e às deformações verticais e horizontais.

O presente trabalho tem como objetivo apresentar metodologias e técnicas de aceleração de consolidação de solos argilosos que constituíram a base de fundação da ponte Armando Emílio Guebuza, sobre o rio Zambeze em Moçambique. São apresentados resultados referentes a caracterização física, mecânica que permitiram o dimensionamento do assentamento assim como o tempo que estes levam a se processar, sendo para tal analisados os resultados dos ensaios edométrico e triaxiais.

Os resultados dos ensaios edométrico e triaxiais analisados revelaram uma maior necessidade de acelerar o processo de consolidação visto que a relação entre $C_c/1+e$ é de ordem de 0.08, e o coeficiente de consolidação vertical do estrato compressível varia entre 30 á 50 $\cdot 10^{-5}$ cm²/s. os assentamentos de solos nestas condições levariam cerca de 180 anos a se processarem, naturalmente este tempo seria bastante elevado para o início de qualquer obra.

De modo a solucionar o problema detetado foi proposta a técnica de aceleração da consolidação com base em drenos verticais de material sintéticos. Esta técnica consiste em introduzir no estrato argiloso em estudo, material de elevada permeabilidade permitindo a drenagem radial para além da vertical, encurtando a trajetória da partícula de água para a fronteira drenante.

Constatou se que com a aplicação de geodrenos o tempo de consolidação passava dos 180 anos para cerca de 1 ano apenas, com assentamentos na ordem dos 95%.

Keys-word:

Clayey soils; Consolidation; Technical Solution acceleration; Geodrenos

Abstract

Thick deposits of soft clay soils are common in geologically very recent areas particularly in alluvial valleys on the coast of continents, river plains. Typically, are composed of saturated clays and may contain sand layers, high void content, high compressibility and poor permeability.

The construction of landfills in these areas requires special attention for the stability and vertical and horizontal deformation.

This study aims to present methodologies and techniques to accelerate the consolidation of the soft clay soils that formed the foundation base of the bridge Armando Emilio Guebuza, on the Zambezi River in Mozambique. Physical and mechanical results concerning the dimensioning to allow the nesting and the time they take to process are presented. For that, results of the triaxial and edometric tests are analyzed.

The results of edometric and triaxial tests revealed an increasing need to accelerate the consolidation process because the ratio $C_c / 1 + e$ is in the order of 0.08, and the vertical consolidation coefficient of the compressible layer ranges from 30 to $50 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2 / \text{s}$. Soils settlements in these conditions would take about 180 years, of course this time would be very long for the beginning of any work.

In order to solve the detected problem, the technique based on vertical drains of synthetic material has been proposed to accelerate the consolidation. This technique consists in introducing in the layer of high permeability material, allowing the radial drainage beyond the vertical, shortening the path of the particle of water for draining border.

Applying geodrenos the consolidation is reduced from 180 years to only one year with settlements on the order of 95%.

Índice

Índice	ix
Índice de figuras	xi
Índice de tabelas	xiii
Simbologia	xiv
Capítulo I- Introdução	1
Capítulo II-Comportamento mecânico dos solos	3
2.1. Definições	3
2.2. Formação de solos	3
2.3. Processo sedimentar	5
2.3.1. Meteorização	5
2.3.1.1. Meteorização física	6
2.3.1.2. Meteorização química	7
2.4. Grandezas físicas	8
2.5. Estado de tensão “in-situ”. Coeficiente de Impulso em Repouso	11
2.6. História de tensões. Grau de Sobreconsolidação, OCR	14
2.7. Resistência ao corte e relações de tensão-deformação	15
2.7.1. Condições drenadas	16
2.7.2. Condições não drenadas	19
2.8. Consolidação	20
2.8.1. Princípio da tensão efetiva	23
2.8.2. Teoria de Consolidação de Terzaghi	24
2.8.3. Consolidação secundária	26
2.8.4. Estimativa de assentamentos por Consolidação	27
2.8.5. Comparação entre o comportamento do solo argiloso “in-situ” e no ensaio de consolidação	28
2.8.6. Determinação de tensão de pré-consolidação	31
2.8.7. Expressão para o cálculo de assentamento por consolidação	32
2.8.8. Estimativa do tempo de consolidação	33
2.8.8.1. O método de Taylor	33
2.8.8.2. O método de Casagrande	33
2.9. Relação entre o grau de consolidação e o fator tempo	33
2.10. Consolidação radial	36
Capítulo III – Reconhecimento e caracterização de maciços	39
3.1. Identificação Geológica	39
3.1.1. Prospeção geofísica (ênfase no cross-Hole)	39
3.1.2. Prospeção mecânica	40
3.1.3. Amostragem	41
3.2. Caracterização Mecânica	43
3.2.1. Ensaio laboratoriais	44
3.2.2.1. Ensaio de Identificação	44
3.2.2.2. Ensaio de Corte direto	49
3.3. Ensaio in-situ	50
3.3.1. Enquadramento	50
3.3.2. Ensaio SPT	52
3.3.2.1. Metodologias do Ensaio	53
3.3.3. Ensaio Cross-Hole	57
3.3.3.1. Equipamentos básicos	57
Capítulo IV – Técnicas de aceleração da consolidação de solos	59
4.1. Enquadramento	59
4.2. Colunas de Brita	60
4.3. Geodrenos	61
4.3.1. Instalação dos Drenos verticais	64
4.3.2. Vantagens do uso de geodrenos	65
Capítulo 5 – Caso de estudo	67
5.1. Localização da Área de Estudo	67
5.2. Enquadramento geológico	68
5.2.1. Geomorfologia e tectónica	69
5.2.2. Litologia	70

5.2.3. Hidrogeologia.....	73
5.3. Campanha de prospeção in-situ.....	73
5.3.1. Ensaio SPT	74
5.3.2. Ensaio Cross-Hole	78
5.3.3. Correlações entre ensaios.....	81
5.4. Ensaio laboratorial.....	84
5.4.1. Ensaio de corte direto.....	86
5.4.2. Ensaio de consolidação.....	87
5.5. Estimativa de assentamentos e tempo de consolidação	88
5.5.1. Evolução das tensões com a profundidade antes do aterro	89
5.5.2. Grau de sobreconsolidação (OCR) da camada compressível	92
5.6. Aceleração do processo de consolidação por geodrenos	94
5.6.1. Soluções adotadas.....	94
Capítulo 6- Considerações finais	97
Referências Bibliográficas	99

Índice de figuras

Figura 1-Processo de sedimentação	4
Figura 2-Processo de formação de um solo partindo de uma rocha sã	5
Figura 3-Fratura da rocha pelo crescimento de organismos no maciço.....	7
Figura 4-Fratura da rocha pelo processo de congelamento da água.....	7
Figura 5-Esquema de uma amostra de solo em que aparecem as três fases constituinte.	9
Figura 6-História de tensões de um solo sob condições de K_0	13
Figura 7-Deslizamento de terra no principal acesso a Sapucaia, Brasil.....	16
Figura 8-Evolução típica dos diagramas de tensão - deformação sob condições drenadas em solos arenosos e argilosos.	18
Figura 9-Envoltório de Mohr em tensões totais de um solo argiloso,	19
Figura 10-Carregamento de um estrato confinado de argila.....	21
Figura 11-Curva tipo dos ensaios edométrico, assentamento/tempo.	22
Figura 12-Diagramas índice de vazios/tensão efetiva.	23
Figura 13-Analogia de Terzaghi.	25
Figura 14-Esquema simplificado do ensaio edométrico	28
Figura 15-Comparação entre a curva “in-situ” e a curva laboratorial obtida pelo ensaio edométrico ..	29
Figura 16-Diagrama de $\log \sigma_v$ -e.....	30
Figura 17- a). Diagrama σ'_v -e e b) Diagrama σ'_v - ϵ_{vol}	30
Figura 18-Construção de Casagrande para a avaliação de tensão de pré-consolidação.	31
Figura 19-Relação entre o grau de consolidação média e o fator tempo	34
Figura 20-Distribuição linear do excesso de pressão neutra	34
Figura 21-Tipo de escoamento no interior da zona de influência de um dreno e pormenor da célula de Rowe para determinação do coeficiente de consolidação.	36
Figura 22-Distribuição dos drenos verticais	38
Figura 23- a) Métodos de reflexão e refração b) -Princípio de Resistividade elétrica.	40
Figura 24-Colheita de amostras indeformadas em trincheiras.....	41
Figura 25-Peneiras Granulométricas	45
Figura 26-Curvas granulométricas de solo	46
Figura 27-Concha de Casagrande	47
Figura 28-Determinação do Limite de Plasticidade	48
Figura 29-Caixa de corte.....	49
Figura 30-Ensaio de corte direto, esquema simplificado	50
Figura 31- Ensaio de uso corrente na Geotecnia.....	51
Figura 32-Esquema de execução de ensaio SPT.	52
Figura 33-Amostrador normalizado -Terzaghi.....	53
Figura 34-Esquema de um ensaio sísmico entre furos (Cross-Hole)	57
Figura 35-Método de furação com encamisamento	61
Figura 36-Drenos pré-fabricados constituídos por núcleo de plástico e revestido por filtro	62
Figura 37-Pormenores de filtro exterior a esquerda e núcleo central a direita	62
Figura 38-Esquema do dreno plástico de geossintético em faixa.	63
Figura 39-Instalação de Drenos	65
Figura 40-Localização geográfica da área de estudo adaptado de (http://mapas.cnpm.br/moça).	67
Figura 41-Enquadramento geológico da área de estudo adaptado de	68
Figura 42-Aspecto da geomorfologia aplanada no local antes da construção da Ponte	70
Figura 43-Recorte da carta geológica de moçambique na escala a 1:1000 000	72
Figura 44- Execução dos trabalhos de prospeção	74
Figura 45-Corte geológico da zona em estudo.	76
Figura 46-Legenda do mapa de zonamento.	77
Figura 47-Aspecto do equipamento envolvido na execução do ensaio sísmico cross – Hole.....	79
Figura 48-Colocação do recetor BGK3 durante a execução dos ensaios	80
Figura 49-Comparação de resultados em solos arenosos.	83
Figura 50-Comparação de resultados em solos argilosos.....	83
Figura 51-Esquema do Perfil geológico considerado nos cálculos.	88
Figura 52-Variação da tensão com a profundidade.....	91
Figura 53-Assentamentos do estrado Compressível /tempo.	93
Figura 54-Comparação entre Malha triangular e quadrada.	95
Figura 55-Comparação de Assentamentos em função do tempo, com Geodrenos e sem Geodrenos .	96

Índice de tabelas

Tabela 1-Principais reações químicas que ocorrem na meteorização	8
Tabela 2-Efeitos qualitativos das variações de K_0 no comportamento de engenharia.....	12
Tabela 3-Classificação dos solos argilosos quanto a OC.....	15
Tabela 4-Modelo de Terzaghi	26
Tabela 5-Solução numérica da equação de consolidação de Terzaghi para diversas distribuições iniciais do excesso de pressão neutra	35
Tabela 6- Grau de consolidação media por consolidação radial.....	38
Tabela 7-Determinação de parâmetros em função de classe de cada amostra.....	42
Tabela 8-Vantagens e Limitações de ensaios de Laboratório vs Ensaios "In-situ".....	43
Tabela 9-Fatores corretivos de NSPT	55
Tabela 10-O fator CB relaciona se com o diâmetro do furo.....	55
Tabela 11-Amostrador relaciona se com o fator C_s	55
Tabela 12- NSPT e Compacidade das areias.....	56
Tabela 13- NSPT-Compacidade das Argilas.....	56
Tabela 14- Características dos drenos verticais pré-fabricados	63
Tabela 15-Resultados comparativos NSPT / horizontes geológicos.....	75
Tabela 16-Resultados dos ensaios Cross-Hole	81
Tabela 17 -Resumo dos resultados de caracterização física do solo.	85
Tabela 18-Resumo dos dados do Ensaio de Corte.....	87
Tabela 19-Resumo dos dados de Ensaios de Consolidação.....	88
Tabela 20-Resumo de cálculo da variação das tensões com a profundidade.....	91
Tabela 21-Dados usados no dimensionamento de drenos verticais.....	95

Simbologia

- $\Delta\sigma'_v$ – Acréscimo da tensão efetiva vertical.
 Δe – Variação do índice de vazios.
 Δh – Variação da altura da amostra.
 Δq_s – Acréscimo de carga associado à construção do aterro.
 ε_{vol} – Variação volumétrica.
 ϕ – Ângulo de atrito do solo.
 ϕ' – Ângulo de atrito efetivo do solo.
 $\gamma_{sat,0}$ – Peso volúmico saturado inicial do solo.
 γ_w – Peso volúmico da água: 9,81kN/m³.
 φ – Inclinação da envolvente de rotura.
 σ – Tensão normal total.
 σ'_0 – Tensão efetiva inicial do solo.
 σ'_v – Tensão efetiva vertical inicial do solo.
 σ'_p – Tensão de pré-consolidação do solo.
 σ_3 – Pressão radial.
 σ_1 – Pressão axial.
 σ_{vf} – Tensão vertical na rotura.
 τ – Tensão tangencial ou de corte.
 τ_{vf} – Tensão de corte num plano horizontal na rotura.
 ν – Coeficiente de Poisson.
 A – Secção transversal do dreno.
 a_v – Coeficiente de compressibilidade.
 C' – Coesão efetiva do solo.
 C_c – Índice de compressibilidade do solo.
 C_h – Coeficiente de consolidação radial.
 C_r – Índice de recompressibilidade do solo.
 C_U – Resistência não drenada.
 C_v – Coeficiente de consolidação vertical.
 E – Módulo edométrico.
 E – Módulo de Young ou módulo de deformabilidade.
 e_0 – Índice de vazio inicial.
 G_s – Densidade das partículas de solo.
 H – Máximo percurso que a água tem que percorrer para sair do estrato em consolidação.
 h_0 – Altura inicial da amostra de solo.
 h_0 – Espessura do estrato de argila.
 i – Gradiente hidráulico.
 k – Coeficiente de permeabilidade.
 kh – Coeficiente de permeabilidade normal ao plano do dreno.

- k_v – Coeficiente de permeabilidade vertical.
 m_v – Coeficiente de compressibilidade volumétrica vertical.
 n – Porosidade do solo.
 n – Razão dos raios de drenos verticais.
 OCR – “overconsolidation ratio”, grau de sobreconsolidação do solo.
 R – Raio de influência do dreno.
 r_w – Raio do dreno.
 l – Espaçamento entre drenos.
 S' – Semi -Soma das maiores e menores tensões efetivas principais.
 S – Semi -Soma das maiores e menores tensões totais principais.
 S_c –Assentamento por consolidação.
 $S_c(t)$ – Assentamento por consolidação num dado instante (t) .
 $S_{f,i}$ –Assentamento da amostra de solo no final de cada escalão de carga.
 t – Número de anos correspondentes ao grau de consolidação médio.
 t – Tensão desviatória (semi - diferença da maior e da menor tensão principal).
 $t_{máx}$ –Tensão desviatória máxima.
 T_{50} – Fator tempo correspondente ao grau de consolidação de 50%.
 t_{50} – Valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio é de 50%.
 T_{95} –Fator tempo correspondente ao grau de consolidação médio (\bar{U}) de 95%.
 t_{95} – Valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio é de 95%.
 T_R – Fator tempo radial.
 T_V – Fator tempo vertical.
 u – Tensão da água nos poros do solo (poro-pressão ou pressão neutra).
 $\bar{U}(t)_z$ – Grau de consolidação médio num dado instante t .
 \bar{U}_z – Grau de consolidação médio vertical.
 $\bar{U}_z(t)$ – Grau de consolidação médio vertical num dado instante t .
 \bar{U}_R – Grau de consolidação médio radial.
 $\bar{U}(t)$ – Grau de consolidação médio num dado instante t .
 \bar{U}_z – Grau de consolidação médio vertical.
 $\bar{U}_z(t)$ – Grau de consolidação médio vertical num dado instante t .
 v – Velocidade de percolação da água.
 w_0 – Teor em água inicial.
 z – Ponto médio do estrato de argila (corresponde a metade da altura do provete de solo).
 ρ – Massa volumétrica total do solo.
 v_s –Velocidade das ondas de corte.
 v_p –Velocidade das ondas P.
 g – Aceleração de gravidade.
 G_0 –Modulo de distorção elástica do solo.

Capítulo I- Introdução

O presente trabalho visa estimar o tempo dos assentamentos por consolidação de solos argilosos moles no âmbito de construção da ponte Armando Emílio Guebuza, sobre o rio Zambeze, entre os distritos de caia ao norte da província de Sofala e o distrito de Chimuará ao sul da província da Zambézia em Moçambique, assim como encontrar os possíveis métodos de aceleração da consolidação dos solos que constituíram a base da fundação dos aterros.

Os aterros foram efetuados basicamente sobre solos aluvionares de estrutura estratificada do terraço do rio Zambeze ocupado por depósitos argilosos não consolidado, associado na maioria dos casos a uma camada de coluvião arenosa. Segundo Matos Fernandes (2011), estes solos apresentam valores reduzidos de resistência, permeabilidade e índice de deformabilidade elevados, características típicas de solos moles, demonstrando assim uma necessidade extrema no seu tratamento, para garantir a segurança na implantação de qualquer obra sobre estes.

A escolha desse tema foi motivada pelo fator da referida obra constituir um dos maiores empreendimentos construídos em Moçambique, após a independência nacional, com grande importância no contexto político, económico e social.

A construção desta infraestrutura foi efectuada numa zona do território nacional cujas propriedades geológicas do solo, não favorecem a construção de qualquer obra de engenharia, sendo assim indispensável conhecer as características geotécnicas do solo, bem como as propriedades dos materiais e técnicas utilizadas para melhorar o seu comportamento.

O comportamento do solo pode ser melhorado acelerando a sua consolidação, antecipando assim os possíveis assentamentos sofridos por estes ao longo do tempo e aumentando mais rapidamente a sua resistência ao corte. Neste contexto, existem várias técnicas utilizadas na aceleração da consolidação dos solos, abordando-se neste trabalho, com maior ênfase, o tratamento com drenos verticais, que consiste na introdução de material de elevada permeabilidade no maciço a consolidar.

Para melhor abordagem do tema em destaque o trabalho foi dividido em 6 capítulos:

1º Capítulo - Introdução: capítulo anterior onde foi feita uma breve apresentação do trabalho, objetivos e motivação;

2º Capítulo -Comportamento mecânico do solo: será feita uma definição dos solos, será abordado o processo de formação de solos sedimentares, grandezas físicas, estado de tensão in-situ, resistência ao corte e a consolidação;

3º Capítulo- Reconhecimento e caracterização de maciços: onde será abordado o processo de reconhecimento e caracterização do maciço, ensaios “*in-situ*” e laboratoriais;

4º Capítulo -Técnicas de aceleração da consolidação de solos: serão abordadas as técnicas de colunas de brita e geodrenos para aceleração de consolidação de solos;

5º Capítulo-Caso de estudo: basicamente constituído pela Prática, é onde serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios “In-situ” e laboratoriais, para além de se apresentar os cálculos efetuados para a consolidação dos solos e as soluções técnicas adotadas para a sua aceleração;

6º Capítulo-Considerações finais: onde são apresentados aspetos mais relevante do trabalho em forma de conclusões.

Capítulo II-Comportamento mecânico dos solos

2.1. Definições

A definição do solo é feita de acordo a área de interesse, na agronomia por exemplo é definido como uma camada mais superficial da crosta terrestre, onde se desenvolvem muitas plantas e vive uma grande variedade de animais, portanto esta interpretação é bastante restrita para engenharia; do ponto de vista geológico o solo é definido como uma formação geológica superficial e móvel da crosta terrestre originado pela alteração física, química e biológica das rochas, tal como a primeira definição esta peca para engenharia por não considerar os materiais que não sofreram a meteorização e o seu posterior transporte (krynine & Judd, 1957).

Na engenharia o solo é definido como todo material que se desintegra mediante agitação em água, diferenciando-se da rocha por diferentes intervalos típicos de valores característicos de parâmetros geotécnicos como a resistência e deformabilidade (Cruz, 1995). Portanto para uma melhor caracterização e definição dos solos é fundamental conhecer os processos responsáveis pela formação, assim como a sua influência nas suas propriedades.

2.2. Formação de solos

Os solos são provenientes de maciços rochosos pré-existente que constituem a rocha mãe, que quando submetida a diversas condições ambientes, resulta na sua desintegração física e decomposição química. Um solo é composto por três fases, sólida, líquida e gasosa.

Fase sólida é composta por duas frações, fração mineral e fração orgânica, onde a primeira é constituída por minerais primários e secundários, sendo os primários (quartzo, feldspato, anfíbolos, piroxenas) e os secundários (minerais de argilosos, óxidos e hidróxido de ferro, alumínio, silicatos e alumínio-silicatos fracamente cristalinos ou amorfos) em quanto que a segunda fração, orgânica é constituída basicamente por materiais orgânicos intactas ou amorfos em avançado estado de alteração (húmus).

Fase líquida é constituída pela água adsorvida as partículas sólidas cuja sua mobilidade é fraca; água capilar e a água gravítica proveniente das chuvas, movendo se por ação gravítica e apresenta grandes mobilidades;

Fase gasosa- constituída por dióxidos de carbono, azoto e vapor de água.

A formação dos solos é acompanhada por vários processos, iniciando pela alteração das rochas por ações mecânicas e químicas, o seu transporte e deposição, representados na (figura 1), onde:

- 1) As rochas formadas em profundidade ficam expostas á superfície por ação de combinação de ações tectónicas e erosivas
- 2) As rochas sofrem erosão pelos agentes atmosféricos
- 3) Os produtos de alteração das rochas são transportados e depositados a maiores ou menores distâncias da rocha mãe
- 4) Os sedimentos depositam-se uns sobre os outros transformando-se em rocha sedimentar, através de diagénese.

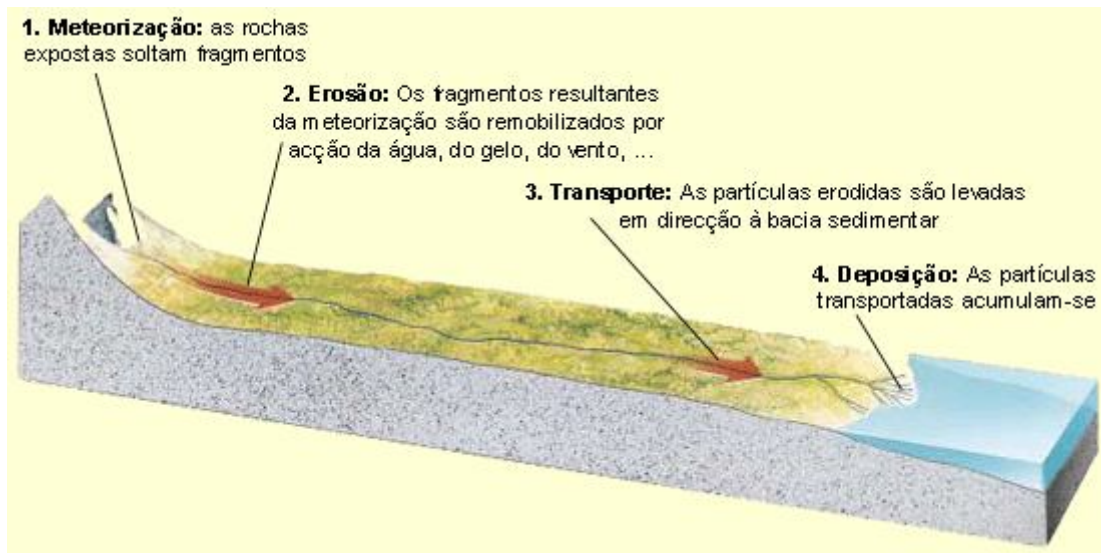


Figura 1-Processo de sedimentação. Retirado de (Nowatzki, 2002)

Mediante o processo de formação descrita os solos podem ser classificados em solos sedimentares e solos residuais cujas suas características físicas e mecânicas são diferentes (Matos Fernandes, 2012).

Sendo os sedimentares resultantes de fenómenos de transporte e deposição em outros lugares diferentes da sua origem; e os residuais aqueles que ocupam o lugar da rocha que lhe deu origem, onde as partículas resultantes da alteração e da decomposição da rocha não sofrem qualquer transporte.

2.3. Processo sedimentar

2.3.1. Meteorização

Meteorização é o processo natural através do qual as rochas, os solos e seus constituintes sofrem a decomposição química (destruição da estrutura cristalina dos minerais constituintes da rocha) e desintegração física (separação de fragmentos rochosos) por ação dos efeitos químicos, físicos e biológicos que resultam da sua exposição aos fatores ambientais (clima, cobertura vegetal) e geológicos (geomorfologias, fracturação, composição e textura da rocha-mãe). A figura 2 ilustra o processo de formação de um solo partindo de uma rocha sã.



Figura 2-Processo de formação de um solo partindo de uma rocha sã (<http://www.culturamix.com/wp-content/uploads/2012/05/formacao-do-solo-2.jpg>) acedido no dia 09/05/2016

A separação e fragmentação das rochas por ação mecânica marcam o início do processo de meteorização das rochas, por sua vez este processo cria condições favoráveis para um posterior ataque químico por ação da água e outros agentes químicos, no entanto quanto maior for a desagregação mais eficaz é o ataque.

A meteorização é dividida em dois processos, sendo física (ou mecânico) e química (ou alteração). A meteorização mecânica é responsável pela separação e fragmentação da rocha, por outro lado a meteorização química representa a destruição da estrutura cristalina dos minerais constituintes, no entanto a ocorrência da meteorização química é fortemente dependente da ocorrência da física, ambas dependem fortemente de fatores ambientais (clima e cobertura vegetal) e geológicos (geomorfologia, fracturação e composição e textura da rocha-mãe):

- ✓ A geomorfologia -controla o ritmo de escoamento da água superficial, determina o ritmo de remoção dos componentes solúveis dos minerais constituintes e condiciona o ritmo erosivo consequentemente a exposição dos minerais não alterados;
- ✓ O clima condiciona todo processo de erosão e transporte através de fatores como a intensidade pluviométrica, temperatura e amplitude térmicas (Press & Siever, 1997);
- ✓ A vegetação liberta ácidos orgânicos que reagem com os minerais, facilitando a captação da água e comunicando com um certo grau de humidade ao maciço.

2.3.1.1. Meteorização física

A meteorização física é um processo que ocorre quando a rocha sólida se fragmenta por processos físicos, não se alterando deste modo a sua composição química. De acordo com Cruz (1995), a expansão diferencial por alívio; desenvolvimento de cristais nas fraturas e nos poros; e contração expansão devido ao ciclo de aquecimento e arrefecimento são os principais processos físicos envolvidos na desagregação das rochas.

A redução de pressão sobre uma massa rochosa pode causar a sua expansão e posterior fragmentação. As rochas formadas em profundidade sob grande pressão, quando são aliviadas do peso das rochas sobrejacentes, expandem, fraturam e formam diáclases, originando superfície expostas e susceptíveis a penetração de água e raízes (Mateus, 2008).

A água que preenche as fraturas pode entrar num processo de congelação, gerando força consideráveis no interior do maciço e as raízes vão se expandindo no processo de crescimento originando assim fraturas no próprio maciço (Figura 3 e 4).

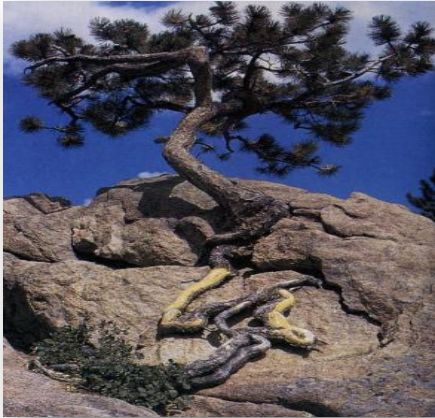


Figura 3-Fratura da rocha pelo crescimento de organismos no maciço (<http://dinamica-geologica.blogspot.pt/>) acedido no dia 12/6/2016.

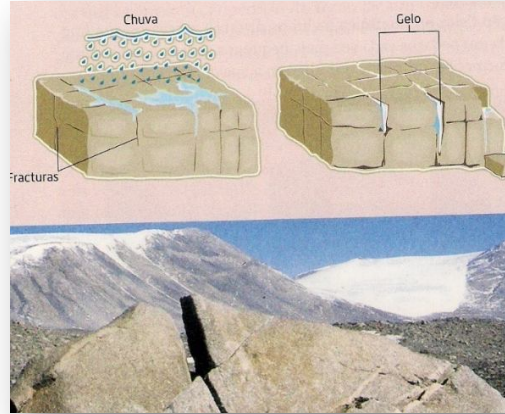


Figura 4-Fratura da rocha pelo processo de congelamento da água (<http://dinamica-geologica.blogspot.pt/>) acedido no dia 12/6/2016.

O ciclo de aquecimento e arrefecimento provocam a acumulação de sais, por supersaturação, no decorrer do processo de evaporação, originando forças desagregadoras importantes localizadas no interior do maciço, para além de provocar o aumento de volume que conduz ao incremento da fracturação pré-existente.

2.3.1.2. Meteorização química

O processo de meteorização química transforma os minerais das rochas em novos produtos químicos e a sua ação é tanto mais intensa e facilitada quanto maior for o estado de desagregação física das rochas, e é estritamente dependente do tipo de rocha, sua mineralogia e condições de génese. Este tipo de meteorização é mais frequente em rochas cujas condições de formação se encontram em intervalos de pressão e temperatura elevados, nomeadamente as rochas ígneas e metamórficas, onde esta ocorre através de reações de libertação de calor, com produção de compostos de maior volume e menor densidade, como reação de estabilização às novas condições superficiais (Cruz, 1995). No entanto de acordo com o tipo de reação, distinguem-se cinco tipos de meteorização química:

- ✓ Oxidação;
- ✓ Carbonatação;
- ✓ Hidratação;
- ✓ Incorporação de cátions em depósitos orgânicos.

A tabela 1 sintetiza as principais reações que podem ocorrer durante a meteorização química.

Tabela 1-Principais reações químicas que ocorrem na meteorização adaptado de (Cruz, 1995).

Designação	Meteorização química	
	Descrição	Exemplo
Oxidação	Dissolução de oxigénio atmosférico na água, reage com os iões dos minerais, produzindo óxidos.	Meteorização de minerais, com teores elevados de ferro (minerais ferromagnesianos – olivinas, piroxenas e anfíbolos).
Carbonatação	Reação que ocorre com a alteração e destruição química de calcários	$\text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{CO}_3 \rightarrow \text{Ca}^{2+} + 2(\text{HCO}_3^-)$ Carbonato de cálcio, ácido carbónico, ião cálcio e ião hidrogenocarbonato.
Hidrólise	Substituição dos cátions da estrutura de um mineral pelos iões de hidrogénio Proveniente da água ou ácido, leva a formação de diferentes minerais	A olivina e a piroxena são totalmente desintegradas $\text{Mg}_2\text{SiO}_4 + 4\text{H}^+ \rightarrow 2\text{Mg} + \text{H}_4\text{SiO}_4$ $\text{CaMgSi}_2\text{O}_6 + 4\text{H} + 2\text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+} + 2\text{H}_4\text{SiO}_4$
Hidratação	Adiciona-se uma molécula completa de água à estrutura mineral	A água usada no processo causa expansão dos minerais, pelo que é também considerada uma forma de meteorização física
Incorporação de cátions em depósitos orgânicos	Transferência mútua de cátions entre uma solução aquosa rica em cátions de um dado tipo e um mineral rico noutro.	Expansão ou desagregação completa da estrutura cristalina do mineral, libertando outros compostos químicos.

2.4. Grandezas físicas

O solo no caso geral é formado por três fases, sólida, líquida e gasosa. A fase sólida é formada pelas partículas minerais do solo, a fase líquida constituída por água e a fase gasosa compreendem todo o ar existente nos espaços entre as partículas (Matos Fernandes, 2012). Portanto, o solo é um sistema trifásico onde a fase sólida é um conjunto discreto de partículas minerais dispostas em uma forma estrutura porosa que contem os elementos constituintes das fases líquida e gasosa. O comportamento de um solo depende das quantidades relativas de cada uma das fases constituintes. Podem-se determinar os principais índices físicos admitindo a abstração apresentada na Figura 5, em que são ilustradas as três fases: a sólida, a líquida e a gasosa, numa forma isolada. À esquerda está a coluna de volume e à direita a coluna de peso.

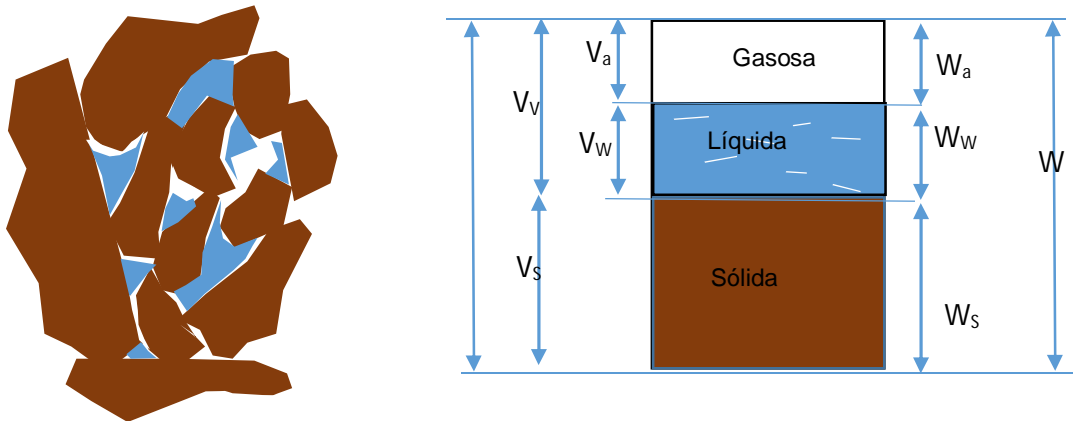


Figura 5-Esquema de uma amostra de solo em que aparecem as três fases constituintes, adaptado de (Gregório, 2010).

onde V , representa o volume total da amostra; V_s o volume da fase sólida da amostra; V_w o volume da fase líquida; V_a volume da fase gasosa. No entanto da figura 5, facilmente nota-se a relação entre estas fases, tal que volume de vazios da amostra corresponde a adição entre o volume da água e o volume do ar ($V_v = V_a + V_w$; W é equivalente ao peso total da amostra). Por outro lado, W_a , representa o peso da fase gasosa da amostra; W_s peso da fase sólida da amostra; W_w o peso da fase líquida da amostra, dado que o peso da fase gasosa é tido igual a zero resulta que o peso da fase sólida é igual ao peso seco da amostra. Neste caso, analisando a figura 5, a coluna da direita passa a ser uma coluna de massa, onde M seria a massa total da amostra, M_w a massa da fase líquida da amostra e M_s a massa da fase sólida. Resultando na relação de vários índices.

Peso específico das partículas é a massa da fase sólida por unidade de volume. Sendo uma relação de massa por volume a unidade mais usada é g/cm^3 , preferida em laboratórios de geotecnia.

$$\rho = \frac{M_s}{V} \quad (1)$$

Densidade das partículas sólidas - G_s é a razão entre a massa ou o peso específico da parte sólida e a massa ou peso específico de igual volume de água pura a 4°C . Como é uma relação de massas ou de pesos específicos, G_s é adimensional e, portanto, de mesmo valor numérico em qualquer sistema de unidades, geralmente no intervalo [2,6 à 2,8] (Rodriguez, 1996);

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (2)$$

Teor em água - w é a relação entre a massa ou o peso da água contida no solo e a massa ou o peso de sua fase sólida, expressa em percentagem;

$$w = \frac{W_w}{W_s} \quad (3)$$

Grau de saturação - S_r é a relação entre o volume de água e o volume de vazios de um solo, expressa em percentagem. Varia de 0% para um solo seco a 100% para um solo saturado;

$$S_r = \frac{W_w}{V_v} \quad (4)$$

O peso volumétrico seco é a relação entre o peso total e o volume total da amostra;

$$\gamma_d = \frac{W}{V} \quad (5)$$

Peso volumétrico submerso é a diferença entre o peso volumétrico da amostra e o peso volumétrico da água;

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w \quad (6)$$

Peso volumétrico das partículas sólidas é dado pela relação entre o peso volumétrico das partículas sólidas e o volume das partículas sólidas;

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (7)$$

Índice de vazios é a relação entre o volume de vazios e o volume de sólidos. Embora possa variar, teoricamente, de 0 a 4, o menor valor encontrado em campo para o índice de vazios é de 0.25 (para uma areia muito compacta com finos) e o maior de 15 (para uma argila altamente compressível);

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (8)$$

Porosidade é a relação entre o volume de vazios e o volume total da amostra, expressa em percentagem;

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (9)$$

Verifica-se que os três volumes (V_s , V_w , V_a) e os três pesos (W_s , W_w , W_a) são suficientes para a identificação física do solo. Porém não é necessário determinar as seis grandezas visto que o peso gasoso com anteriormente referido é desprezável, por outro lado o volume da água assim como o seu peso são relacionados pelo peso volumétrico da água, que em caso prático pode ser considerado igual a 9.81 KN/m³ em quanto que o volume total da amostra é arbitrário. Assim sendo restam apenas três grandezas para a caracterização física dos solos e por sua vez estas reduzem se a duas no caso de se tratar de um solo saturado (Rodrigues, 1996).

2.5. Estado de tensão “in-situ”. Coeficiente de Impulso em Repouso

O comportamento de uma estrutura é caracterizado pela resistência e rigidez, no entanto de forma mais simples a rigidez é a oposição á deformação e a resistência é o conjunto de estado de tensão a que corresponde deformações praticamente infinitas (Matos Fernandes, 2012).

Por sua vez o estado de tensão instalado nos maciços pode se dividir em tensões virgens (instalada no maciço independentemente de qualquer obra humana), estado de tensão induzida (associada a ação humana sobre o maciço).

Matos Fernandes (2012), aponta como origem do estado de tensão instalado nos maciços a força de gravidade, resultante de peso do material sobrejacente, e forças tectónicas, resultantes da dinâmica própria do planeta.

O estado de tensão é definido avaliando a tensão efetiva vertical, σ'_v , e horizontal, σ'_h , pelo facto da força de gravidade possuir mais influência nos solos a tensão efetiva vertical é determinada de forma mais simples através da fórmula 10.

$$\sigma'_v = \gamma * Z \quad (10)$$







Onde γ é a baridade do solo e z a profundidade a que se pretende a determinação.

A determinação da tensão efetiva horizontal pode ser efetuada diretamente a partir dos ensaios “in situ” ou indiretamente através de um parâmetro característico dos solos denominado de coeficiente de impulso em repouso K_0 , o qual se define como a relação entre as tensões efetivas horizontal e vertical

$$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v \quad (11)$$

Cruz (1995) citando Schmertmann (1985), ilustra o principal efeito da equação 11 na engenharia (tabela 2).

Tabela 2-Efeitos qualitativos das variações de K_0 no comportamento de engenharia (Cruz, 1995).

	In Situ	
	K_0 baixo	k_0 alto
Capacidade de carga	 Decresce a segurança	
Estabilidade de talude	 Decresce a segurança	
Pressão com muro de suporte	 Aumenta	
Atrito em estacas	 Diminui	
Assentamentos/ deformação	 Aumenta	
Liquefação	 Decresce a segurança	

Dependendo da história geológica de cada região, o terreno pode experimentar diferentes ciclos de carga e descargas, variando assim o seu estado de tensão ao longo do tempo. Pelo que sendo o parâmetro K_0 assume diferentes valores, portanto estes são traduzidos numericamente pelo Grau de sobreconsolidação dos solos OCR. ('overconsolidation ratio').

O grau de sobreconsolidação traduz a razão entre a maior tensão efetiva que o solo já experimentou pela tensão originada pelo peso próprio do solo (tensão atual) (Vallejo, 2004).

Matos Fernando (2012), salienta que o OCR traduzido em valor numérico resulta em estados de tensão normalmente consolidado ($OCR=1$), os que ainda não experimentaram uma tensão superior à que possuem (geralmente, maciços recentes), neste caso os valores de K_0 são normalmente inferiores a unidade, demonstrando que as tensões horizontais são inferiores às verticais, por outro lado são designados solos sobreconsolidado ($OCR>1$), os que já experimentaram tensões superiores à tensão que possuem no instante isto é; há decréscimo linear das tensões verticais no depósito, que pode ter sido provocado pela variação acentuada do nível freático e erosão de solos suprajacentes ou escavação e uma invariância das tensões

horizontais neste período, o que resulta no aumento posterior da tensão efetiva horizontal comparado com a tensão efetiva vertical no solo.

A figura 6, ilustra um exemplo da história de tensões de um solo sob condições de K_0 , tentando deste modo elucidar a explicação acima dada. Portanto a reta AO representa a compressão virgem associada à sedimentação, em condições de normalmente consolidado. O decréscimo das tensões efetivas verticais resulta em sobreconsolidação do solo e é representado pelos pontos ABC da figura. O tramo CD representa a trajetória das tensões horizontais e verticais devido a uma recarga que pode ser instalada por exemplo pela variação do nível freático e por fim uma compressão virgem representada pela reta AO.

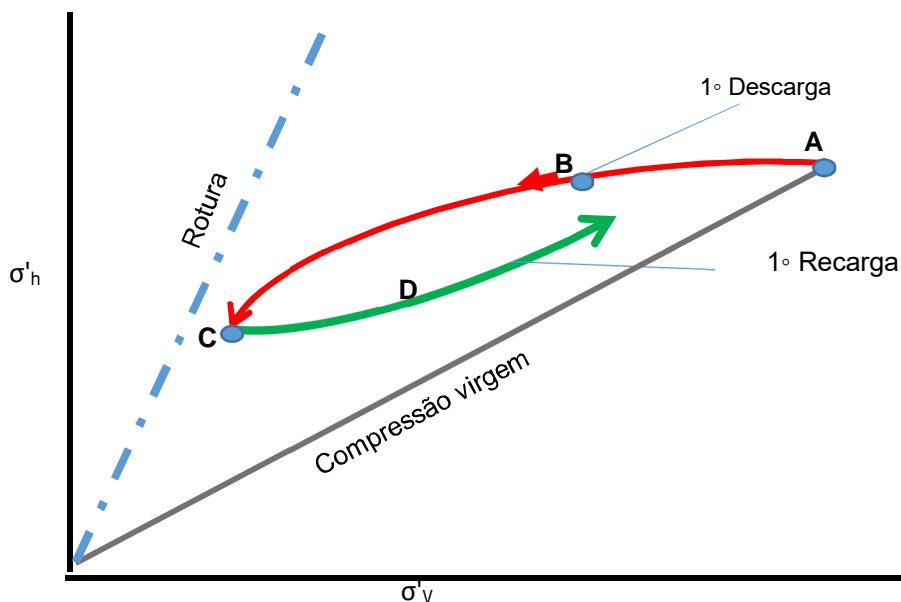


Figura 6-História de tensões de um solo sob condições de K_0 , adaptado de (Cruz, 1995).

Visto a grande complexibilidade da estrutura do solo é óbvio que o valor de K_0 não seja só dependente do valor de OCR, depende também do tipo do solo, índice de vazios, ângulos de atrito bem como da plasticidade. A sua determinação é feita através de ensaios “in situ”.

2.6. História de tensões. Grau de Sobreconsolidação, OCR

A história de tensão refere-se exatamente o modo como cada solo foi no passado solicitado mecanicamente (carregado) pela natureza (Matos Fernandes, 2012). No entanto a história de tensões é intrinsecamente ligada a história geológica do maciço em estudo pelo que condiciona de modo como este maciço responde a diversas solicitações nela imposta pelas estruturas de engenharia civil, portanto aí advém a importância do seu estudo.

Os parâmetros geotécnicos que refletem a história são a tensão de pré consolidação e o grau de sobreconsolidação OCR já referido no subcapítulo anterior.

A tensão de pré – consolidação reflete a máxima tensão efetiva vertical a que um solo esteve sujeito ao longo da sua história. E é normalmente entendido como a representação de tensão de cedência que separa um comportamento elástico de deformações pequenas, de outro lado corresponde a um comportamento em regime plástico, a grandes deformações, durante a compressão unidimensional.

O grau de sobreconsolidação traduz a razão entre a maior tensão efetiva que o solo já experimentou (de tensão pré-consolidação) pela tensão originada pelo peso próprio do solo (tensão efetiva vertical em repouso) (Vallejo, 2004).

$$OCR = \frac{\sigma'_P}{\sigma'_{vo}} \quad (12)$$

De acordo com Matos Fernando (2012), o OCR traduzido em valor numérico, resulta em estados de tensão Normalmente consolidado, os que ainda não experimentaram uma tensão superior à que possuem (geralmente, maciços recentes) Os solos sobreconsolidado, os que já experimentaram tensões superiores à tensão que possuem no instante e solos subconsolidados aqueles em que a consolidação ainda não terminou, pois existe excesso de tensão neutra por dissipar, uma vez que o peso do maciço sobrejacente não está ainda completamente instalado no esqueleto sólido da argila como se vê na (Tabela 3).

Jaimolkowski (1985) aponta quatro mecanismos que podem conduzir á consolidação em depósitos sob condições geostáticas;

- ✓ Mecânico: devido á remoção de unidades superficiais ou abaixamento do nível freático; onde os valores de $(\sigma'_P - \sigma'_v)$ são constantes com a profundidade;
- ✓ Dissecção: devido a evaporação ou congelamento; σ'_P variável decrescente com a profundidade;

- ✓ Envelhecimento: OCR constante com a profundidade;
- ✓ Físico-químico: devido a cimentações naturais; σ'_p provavelmente constante.

Nos solos residuais este tipo de conceito não é aplicável, dada a constante evolução granulométrica durante o processo de alteração.

Tabela 3-Classificação dos solos argilosos quanto a OCR (Matos Fernando, 2012).

Classificação	OCR
Normalmente consolidado	≈ 1
Ligeiramente sobreconsolidado	1 á 2
Medianamente sobreconsolidado	2 á 5
Fortemente sobreconsolidado	> 5

2.7. Resistência ao corte e relações de tensão-deformação

A determinação da resistência de corte dos solos constitui um dos pontos fundamentais da mecânica de solos, no entanto a sua correta avaliação é imprescindível para interpretar com êxito qualquer aplicação da mecânica de solos, nas análises de estabilidade de obras de engenharia civil (Rodriguez, 1996). Dado que a modificação do estado de tensão de um solo pode produzir deformações que podem originar a sua rotura (Vallejo, 2004), como consequência deslizamento de terra como exemplo (figura 7, deslizamento no principal acesso a Sapucaia, Brasil em 2012).



Figura 7-Deslizamento de terra no principal acesso a Sapucaia, Brasil; extraído em: (R7-Notícias, 2012)

No entanto analisar o comportamento mecânico do solo é bastante complexo, dado que este depende de fatores relacionados com características internas do solo e os relacionados com características das ações solicitantes (Cardoso, 1986 citado por Cruz, 1995). Os fatores relacionados com características internas do solo destacam-se o índice de vazios, teor em água e condições de drenagem em quanto que os que refletem características solicitantes destacam-se as condições de deformação e variação da tensão principal intermedia associada, trajetória de tensão, velocidade de aplicação e duração da solicitação.

O comportamento do solo por sua vez é normalmente dividido em duas situações distintas dependendo da permeabilidade, isto é, condições drenadas cuja envolvente de rotura obedece o critério de rotura de Mohr e condições não drenadas que obedece o critério de Tresca (Cruz, 1995). O comportamento não drenado verifica-se em solos arenosos por outro lado os solos argilosos exibem o comportamento drenado a longo prazo e não drenado a curto prazo.

2.7.1. Condições drenadas

A evolução típica dos diagramas de tensão - deformação sob condições drenadas em solos arenosos e argilosos é mostrada na figura 8. Fazendo uma análise desta, nota-se que nas areias soltas e argilas normalmente consolidadas não existem um pico na curva tensão-deformação e nelas há uma diminuição de volume da amostra durante o corte. Normalmente

a resistência de corte destes solos respeita o critério de Mohr, que é traduzido por uma função linear cuja ordenada na origem, denominada de coesão efetiva c' , e é igual a zero, sendo o coeficiente angular denominado de ângulo de atrito.

Quanto as areias densas e argilas sobreconsolidadas nota-se evidentemente um comportamento frágil traduzido pela existência de um pico na curva tensão deformação, após o qual o nível de tensão instalada diminui com o aumento da deformação tendendo para um valor constante. Estes dois níveis são designados por tensão de pico e tensão residual respetivamente. Tal como no caso anterior a resistência de corte destes solos obedece o critério de Mohr, embora neste caso traduzido por duas envolventes distintas a que correspondem dois ângulos de atrito: de pico ϕ' e residual ϕ , consoante são determinados a partir das tensões com a mesma denominação (Lambe e Whitman, 1979).

No entanto, a argila sobreconsolidado possui uma envolvente de pico traduzido por valores de c' e ϕ' diferente de zero e que apresentam dois declives constantes, o nível de tensão instalada é inferior ou superior à tensão de pré-consolidação (Matos Fernandes, 2012), a envolvente residual também apresenta ordenada na origem igual a zero, devido a destruição da estrutura de ligação que se verifica para grandes deformações, tornando assim independente da história de tensões. Para além de evidenciar um ângulo de atrito residual inferior a já observada para o mesmo solo numa situação normalmente consolidada (Matos Fernandes, 2012).

Por outro lado, as areias densas apresentam, uma resistência de pico e residual, devido ao imbricamento das partículas, bem como valores de c' iguais a zero, apresenta também um índice de vazios relativo a grandes deformações, correspondendo a ausência de variações volumétricas, ser idêntico a aquele verificado para areias soltas (figura 8) normalmente a este índice de vazios é denominado crítico, estando diretamente relacionado com o ângulo de atrito residual, neste caso também chamado crítico ou de volume constante, o qual depende do índice de vazios inicial mas das suas características granulométricas (Matos Fernandes, 2012).

No caso das argilas sobreconsolidadas, a envolvente de rotura não é retilínea, apresenta uma curva na origem. Mas por vezes devido a uma gama de variação de tensões baixa, o que se verifica na maior parte dos problemas de engenharia, aproxima-se a envolvente a uma reta (Lambe e Whitman, 1979).

Em termos de tensões efetivas, a resistência ao corte dos solos é pouco influenciada pelas trajetórias de tensão assim como pelo tipo de consolidação, isotrópico ou anisotrópico, obtendo-se normalmente valores idênticos de c' e ϕ' (Almeida e Sousa, 1995). De acordo com Cardoso (1986) este comportamento deve-se a grandes deformações na vizinhança de rotura serem suficientes para destruir qualquer vestígio da história de tensão. Sendo as pequenas

diferenças devidas à variação da tensão principal imediata, σ_2 , desde um valor mínimo (condições de simetria) até um valor máximo (condições de deformação plana).

A relação tensão - deformação é bastante influenciada pela trajetória de tensão contrariando o caso anterior. Cardoso (1986), citando Breth et al (1973), Vaid & Campanella (1974) e Yudhbir & Varadajara (1975), referiu que com o aumento da tensão vertical mantendo a radial as deformações axiais na rotura são mais acentuadas em relação ao caso em que a rotura é atingida mantendo a tensão vertical e aumentando a radial. Este comportamento é devido ao fato da trajetória de tensão no estado de repouso ser mais longa que na situação clássica e, pelo desenvolvimento das deformações plásticas associadas a tensão media (Almeida e Sousa, 1995).

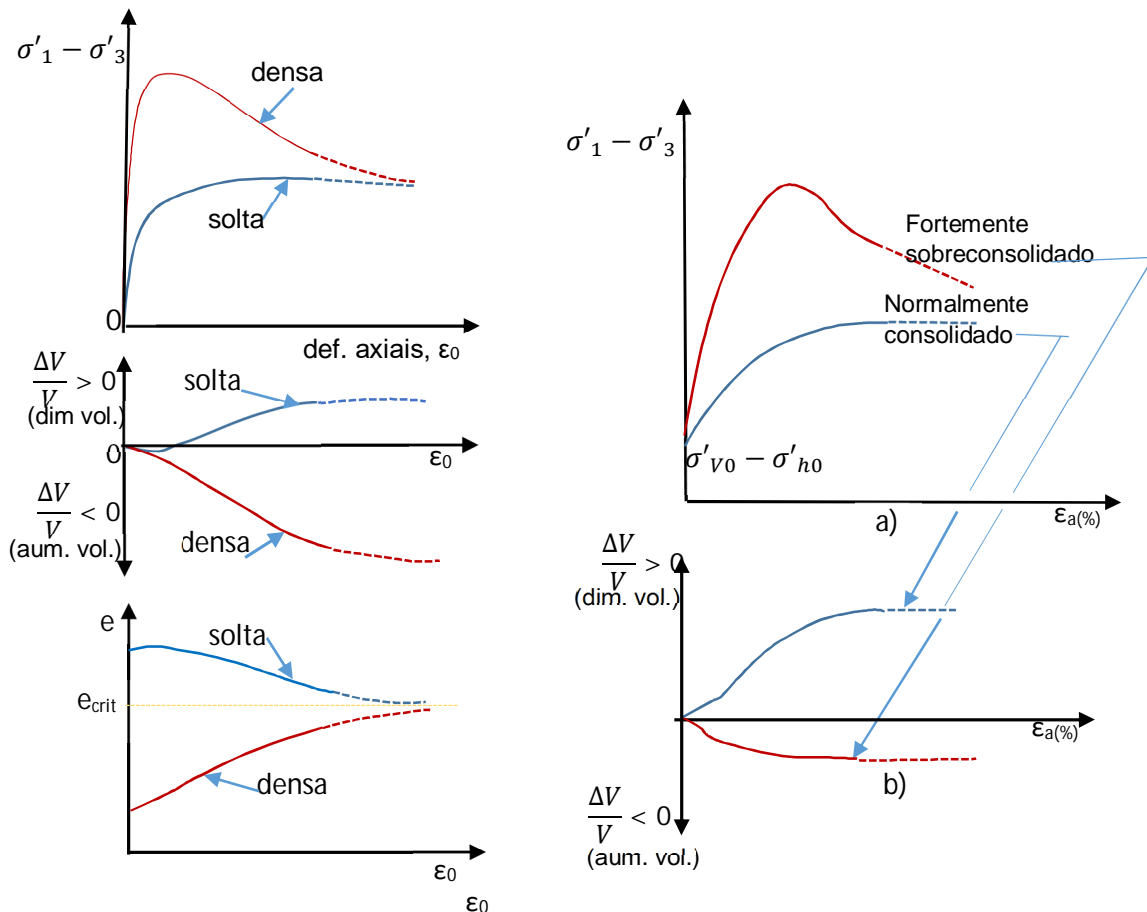


Figura 8-Evolução típica dos diagramas de tensão - deformação sob condições drenadas em solos arenosos e argilosos (Matos Fernandes, 2012).

De acordo com Cardoso (1986) as características de resistência e deformabilidade em condições drenadas, são afetadas por fenómenos que implicam rotação das tensões

principais, citando como exemplo a anisotropia resultante de deformações plásticas provocadas por uma solicitação anisotrópica.

2.7.2. Condições não drenadas

Ensaio não drenado são caracterizados pela ausência de variações volumétricas o que se traduz na variação das tensões neutras durante o corte para além de existir uma única trajetória de tensões efetivas em compressão ou em extensão, relativa a cada patamar de consolidação, independentemente das trajetórias de tensões totais (Almeida e Sousa, 1995).

Analisando a figura 9, (Matos Fernandes, 2012) os círculos de Mohr relativos ao ensaio de solos argilosos em solicitações triaxiais não drenadas, consolidados sobre as mesmas tensões efetivas, o crescimento da tensão normal média, sob condições não drenadas, faz deslocar para a direita os círculos de Mohr, em tensões totais, sem que a resistência ao corte aumente, isto é, uma argila consolidada para um dado valor de tensão efetiva e solicitada sob condições não drenadas apresenta uma envolvente paralela ao eixo das abcissas, que traduz $\phi=0$, estes valores denominam -se de resistência ao corte não drenado c_u . a coesão não drenada coincide com o raio das circunferências tanto em tensões efetivas como totais, e, por conseguinte, representa a máxima tensão tangencial mobilizada pelos solos.

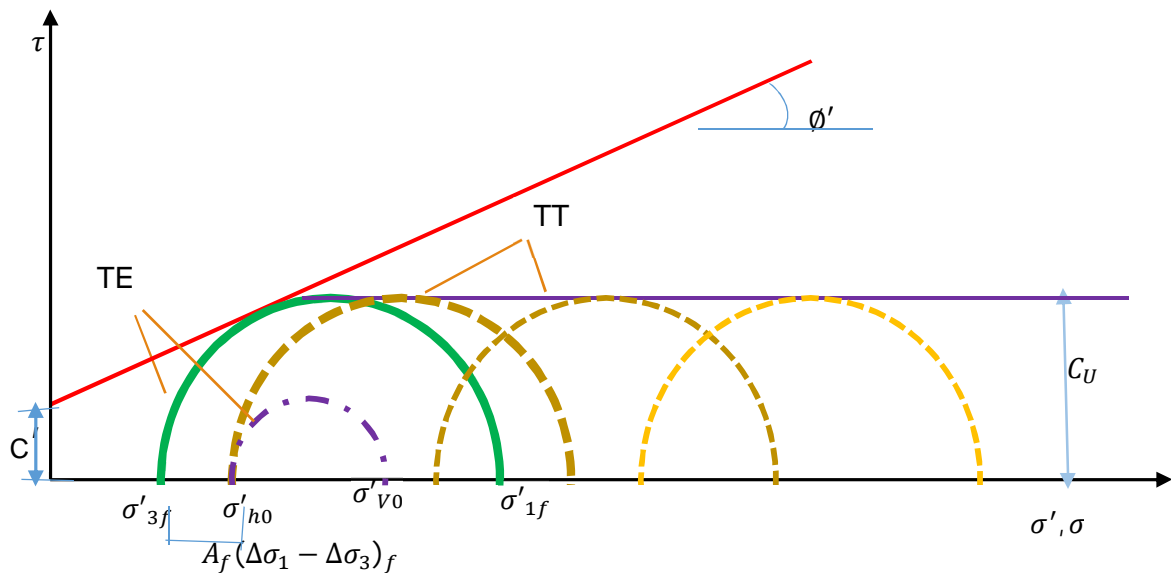


Figura 9-Envolvente de Mohr em tensões totais de um solo argiloso, adaptado de (Matos Fernandes, 1994).

De acordo com Matos Fernandes (2006), a resistência ao corte não drenada está relacionada com:

- ✓ Parâmetros de resistência em termos de tensão efetiva c' e ϕ' ;
- ✓ Parâmetro de tensão neutra A_f ;
- ✓ Tensões efetivas de consolidações, σ'_{v0} e σ'_{ho} ;

Em solos argilosos NC pode-se considerar o valor de c_u/σ'_{v0} , constante com a profundidade, no intervalo dado pela equação 13, resultante de todos valores típicos de ϕ' e K_0 e do parâmetro de tensão neutra A_f , na rotura.

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = 0.3 \pm 0.1 \quad (13)$$

A resistência ao corte não drenada bem como as suas relações tensão-deformação, sofrem influências da trajetória de tensões contrariamente com o que acontece com a resistência drenada.

2.8. Consolidação

A teoria de consolidação permite obter uma avaliação da dissipação das sobrepressões hidrostáticas (excesso de pressão neutra gerada pelo carregamento) e, conseqüentemente, da variação de volume ao longo do tempo, a que um elemento, de solo estará sujeito, dentro de um estrato compressível, isto é:

Quando um solo é solicitado por uma força externa (carga), ela é transmitida conjuntamente ao esqueleto sólido e ao fluido intersticial. A variação da pressão obriga a percolar através do solo, pelo que as propriedades do mesmo variam com o tempo (Lambe e Whitman, 1979). No entanto quando o solo estiver saturado a evolução das tensões efetivas tomam o comportamento ilustrado na (figura 10).

No instante inicial o incremento da carga Δq , sobre o solo é absorvido pela água, transferindo-se gradualmente para o esqueleto sólido com uma velocidade dependente da permeabilidade do solo. Este fenómeno designa-se por consolidação hidrodinâmica.

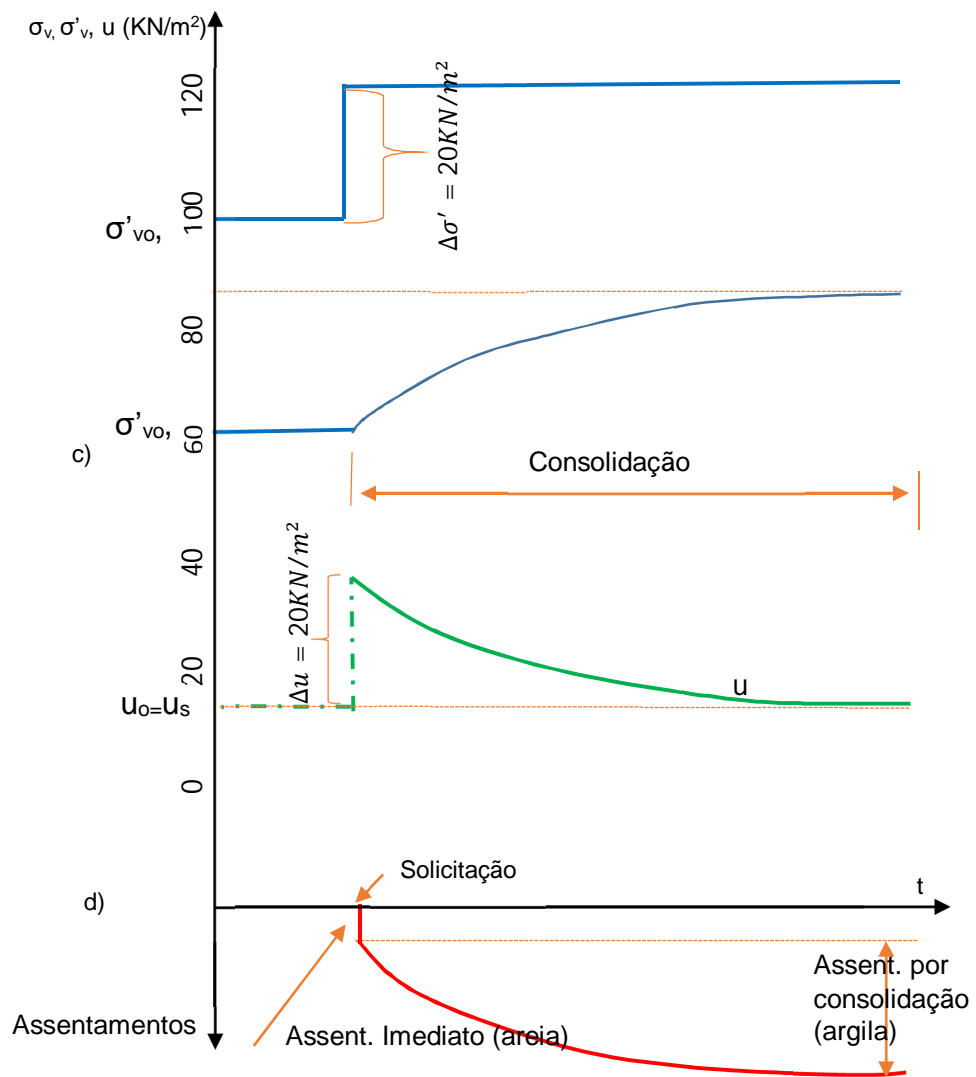


Figura 10-Carregamento de um estrato confinado de argila (Matos Fernandes 2012).

Os comportamentos descritos são perfeitamente visíveis na curva típico assentamento/tempo retirado dos ensaios edométrico como ilustra a (figura 11).

No início há um desfasamento devido a deformação instantânea, pela libertação de gás existente no interior do esqueleto solido e imediatamente um primeiro rearranjo das partículas solidas.

A consolidação primária ou hidrodinâmica, traduzido pela diminuição de espessura por expulsão da água que se encontra nos poros é representado pelo tramo retilíneo acentuado.

O último tramo designado por consolidação secundária, representa o reordenamento das partículas e deformação do esqueleto solido, apresentando um comportamento plástico.

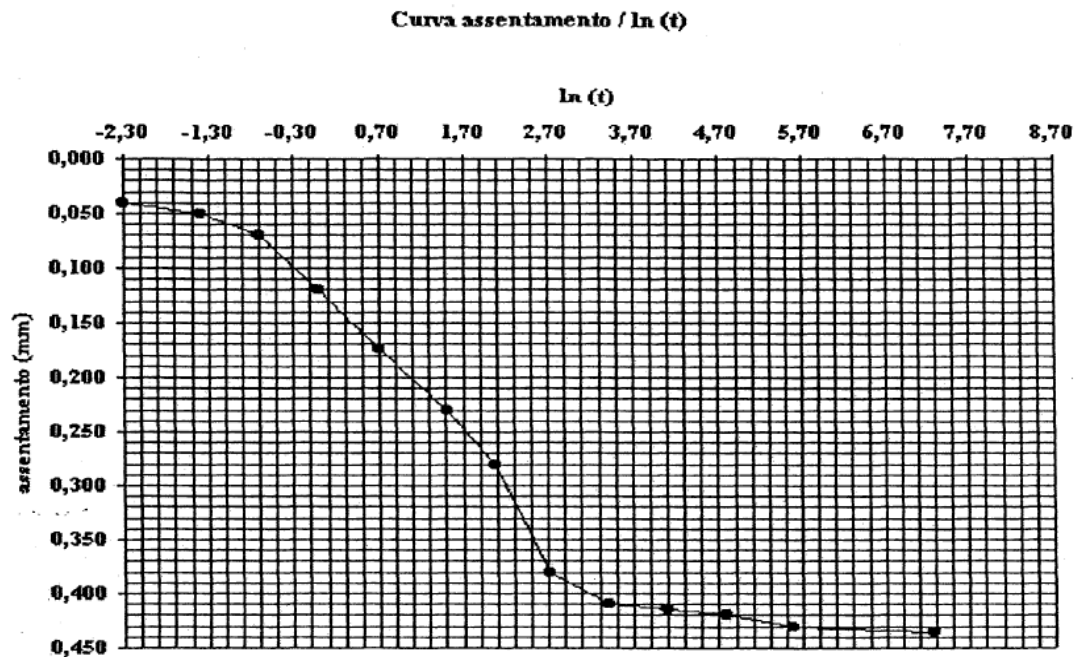


Figura 11-Curva tipo dos ensaios edométrico, assentamento/tempo (Cruz 1995).

De acordo com Matos Fernandes (2012), em situações concretas esta teoria é válida consoante o tipo de confinamento a que esta submetido o estrato, isto é, deve haver uma relação entre o estrato confinado e a extensão do estrato confinantes de tal maneira que; espessura/extensão reduzida, sofrendo solicitações aplicadas numa grande extensão, de maneira que as deformações laterais possam ser desprezadas. Neste caso as partículas do esqueleto solido e a água são praticamente incompressíveis, porem a deformação é basicamente volumétrica, traduzido pela diminuição de índice de vazios e como consequência a redução da espessura do estrato. Desta forma a consolidação unidimensional de solos é representado em diagramas índice de vazios/tensão efetiva ou logaritmo da mesma, como esta ilustrado o exemplo típico na figura 12, (Costet e Sanglerat, 1979; Lambe e Whitman, 1979; Matos Fernandes, 1994 citados por Cruz, 1995).

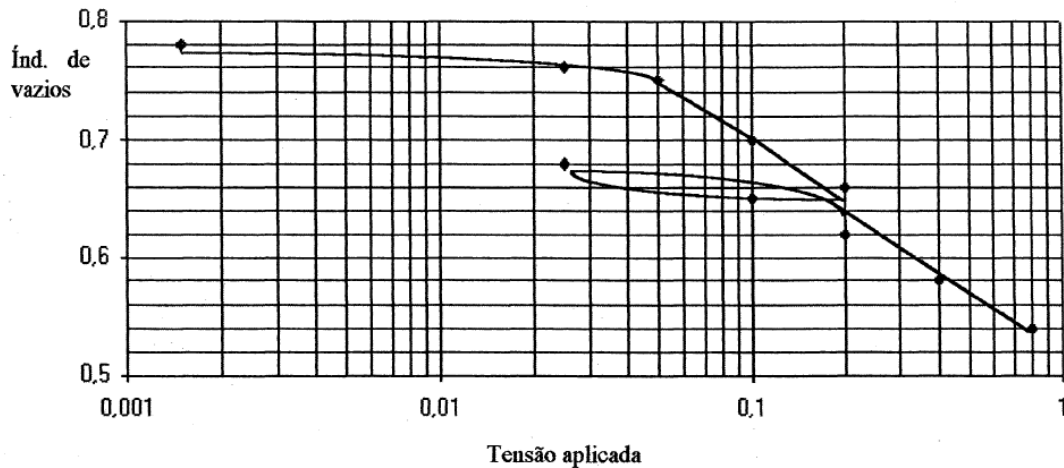


Figura 12-Diagramas índice de vazios/tensão efetiva (Cruz 1995).

2.8.1. Princípio da tensão efetiva

O princípio das tensões efetivas de acordo com Terzaghi (1925), enuncia que para o caso dos solos saturados, a tensão em um plano qualquer deve ser considerada como a soma de duas parcelas:

- ✓ a tensão transmitida pelo contato entre as partículas, chamada de tensão efetiva ($\bar{\sigma}$) ou (σ');
- ✓ pela pressão da água, denominada pressão neutra ou poro -pressão.

Do enunciado do princípio das tensões efetivas resulta que:

A tensão efetiva, para solos saturados, pode ser expressa pela equação 14:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u \quad (14)$$

sendo σ a tensão total e, todos os efeitos mensuráveis resultantes de variações de tensões nos solos, como compressão, distorção e resistência ao corte são devidas a variações de tensões efetivas Matos Fernandes (2012).

Baseado neste princípio, considera-se que o comportamento de dois solos com a mesma estrutura e mineralogia será o mesmo desde que submetido ao mesmo estado de tensões efetivas. E se um solo for submetido a um carregamento ou descarregamento sem qualquer mudança de volume ou distorção, não haverá variação de tensões efetivas, por outro lados o comportamento mecânico de uma estrutura é caracterizado pela resistência e pela rigidez.

2.8.2. Teoria de Consolidação de Terzaghi

Como anteriormente foi referido a consolidação tem lugar quando se aplica uma carga sobre uma unidade compressível saturada, a qual num primeiro momento se transfere para a água, criando um gradiente hidráulico entre a zona carregada e a envoltória não carregada. À medida que a água se movimenta para fora da zona carregada, a uma velocidade que depende da permeabilidade do solo, a sobrecarga vai-se transferindo para o esqueleto sólido, gerando assentamentos (Head, 1982).

A teoria de Consolidação de Terzaghi (1943), permite obter uma avaliação da dissipação das sobrepressões hidrostáticas (excesso de pressão neutra gerada pelo carregamento) e, conseqüentemente, da variação de volume ao longo do tempo, a que um elemento, de solo estará sujeito, dentro da camada compressível.

O modelo analógico de Terzaghi, foi efetuado considerando as seguintes hipóteses:

- a) O solo é homogêneo e saturado;
- b) A Compressibilidade das partículas do solo é desprezável;
- c) As deformações que o solo sofre e o escoamento da água ocorrem na direção vertical e obedece à lei de Darcy; ($v = k \cdot i$)¹
- d) O estado de tensão e o de deformação são uniformes, independentemente da secção horizontal ou do instante de tempo que se está a considerar;
- e) Não há fluência do esqueleto sólido do solo, o índice de vazios e a porosidade num determinado ponto do maciço dependem apenas da tensão efetiva;
- f) O coeficiente de permeabilidade (k), o coeficiente de compressibilidade (a_v) e o coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v) possuem um valor constante, para um intervalo reduzido de tensões e de deformações.

Terzaghi (1943), usou um reservatório cilíndrico de paredes rígidas cheio de água, com um êmbolo em forma de disco, no qual existia um orifício muito estreito, cujo disco é ligado por uma mola á base do recipiente, cuja sua explicação segue as fases 1,2,3 e 4 como referido na (figura 13).

Fase inicial (1), simula se um maciço saturado, portanto é introduzido água no recipiente, até a base do disco de modo que a força na mola (**Fm**) equilibra o peso do disco (**Pd**)

¹ v -é velocidade de Darcy, k -é o coeficiente de permeabilidade; i -é o gradiente hidráulico

Na segunda fase (2) simula-se o instante ($t=0$) em que se inicia o carregamento do maciço por uma sobrecarga qualquer, um objeto é bruscamente pousado sobre disco, de modo que nesse instante a força da mola não varie. Neste caso o peso do objeto (P_0) é suportado pela água, na qual se desenvolve uma sobrepressão, $u_e(0)$, onde o produto desta pela área do disco será igual ao peso do objeto. No entanto a sobreposição faz com que inicie imediatamente o escape da água através do orifício, permitindo assim a descida do disco e o encurtamento da mola, consequentemente o crescimento da força na mola. Pode-se verificar também um ligeiro assentamento sofrido pelo disco, no caso prático, o tal assentamento denomina-se por assentamento imediato, e deve-se às deformações volumétricas de camadas cujo valor de permeabilidade é, em muito, superior ao da argila podendo-se verificar no caso de um estrato de areia.

Na terceira fase (3), num instante t posterior, o peso do objeto é equilibrado simultaneamente pela água e pela mola. A fração do peso suportada pela mola, U , cresce progressivamente durante todo processo de descida do disco até aos 100%. Neste caso o disco experimenta assentamentos por consolidação ($Sc(t)$) crescentes ao longo do tempo, havendo assim aumento de tensão efetiva e uma redução no valor da tensão neutra.

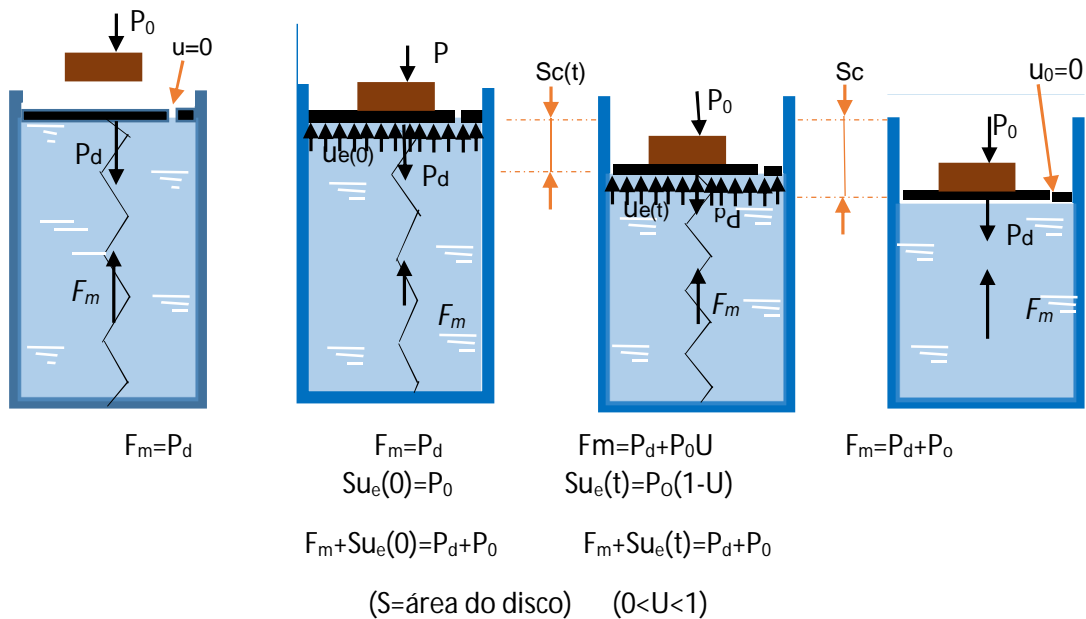


Figura 13-Analogia de Terzaghi, adaptado de (Matos Fernandes, 2012).

Assentamento por consolidação final e estabelecida. No caso 4 da figura 13, a pressão da água sob o disco retoma o valor da pressão atmosférica, a água deixa de escapar através do orifício, o disco estaciona, e é restabelecida o equilíbrio do sistema. Portanto a velocidade de consolidação do solo depende da permeabilidade, da espessura e das condições de drenagem do estrato de argila. A tabela 4 apresenta um resumo do modelo de Terzaghi.

Tabela 4-Modelo de Terzaghi (Matos Fernandes)

	Modelo de Terzaghi	Carregamento de um estrato confinado
Componentes	Mola	Esqueleto sólido do solo
	Água	Água dos poros
	Disco	Estratos sobrejacentes ao estrato de argila
	Objeto	Obra construída a superfície do terreno
	Dimensões do orifício	Permeabilidade da argila
Tensões	Força da mola, F_m	Tensão efetiva
	Pressão na água, u	Pressão nos poros/pressão neutra
	Sobrepessão na água, u_e	Excesso de pressão neutra
	Peso do disco, P_d	Tensão efetiva de repouso
	Peso do objeto P_0	Sobrecarga aplicada á superfície
Deslocamentos	Altura que o disco desce até ao instante t , $s_c(t)$	Assentamento por consolidação no instante t
	Altura que o disco desceu no final do processo, s_c	Assentamento por consolidação (final)

2.8.3. Consolidação secundária

Com a conclusão do processo de transferência de carga ao esqueleto sólido, não se verifica uma estabilização total das deformações volumétrica da argila, devido a existência ainda de alguns rearranjos estruturais ao nível do esqueleto sólido. Na verdade, depois da consolidação hidrodinâmica, existem ainda alguns excessos de pressão neutra localizada ao nível da água adsorvida que provoca um fluxo de baixa velocidade. Este fenómeno designa-se por consolidação secundária.

A consolidação secundária é significativa nos depósitos recentes de solos argilosos normalmente consolidado de alta plasticidade ou elevado teor em matéria orgânica, e bastante insignificante em solos sobreconsolidado (Matos Fernandes, 2012).

Os assentamentos resultantes deste fenómeno variam linearmente com tempo numa escala logarítmica durante a consolidação e podem ser expressos através da relação índice de vazios e tempo (equação 15);

$$\Delta e = C_{\alpha} \frac{t_2}{t_1} \quad (15)$$

Onde C_{α} representa o coeficiente de consolidação secundária, t_2 representa o tempo final, e t_1 o tempo da consolidação primária.

2.8.4. Estimativa de assentamentos por Consolidação

A teoria de consolidação de Terzaghi tem como fim último estimar os assentamentos assim como estimar o tempo em que estes levam a processar-se. Esta estimativa é feita com base nos parâmetros retirados nos ensaios edométrico.

Segundo, Matos Fernandes (2012), o ensaio edométrico é um dos ensaios, indicado para estudar o comportamento dos estratos confinados das argilas totalmente saturadas. Este permite simular as condições de carregamento, deformação e de drenagem existentes no campo. Para tal, aplicam-se cargas verticais (N) durante 24 horas, impedindo-se a deformação lateral (condições de confinamento).

Este ensaio possibilita a determinação de vários parâmetros como: o coeficiente de consolidação (C_v), o coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v), o valor do coeficiente permeabilidade da amostra sob diversos níveis de carga (K), bem como todas as outras grandezas cujo valor seja relevante para a caracterização do estado de consolidação do solo (Borges, 1995).

Na realização do ensaio a amostra é colocada dentro de um anel rígido (4) e por sua vez o anel juntamente com a amostra (1) é colocado sobre uma pedra porosa (2) de diâmetro igual ao diâmetro exterior do anel, de modo a imobilizar o anel lateralmente. Sobre a amostra é colocada uma nova pedra porosa de diâmetro igual ao diâmetro interior do anel (de modo que quando submetida a uma carga (3), não seja travada pelo anel impedindo a deformação da amostra) e entre a amostra e as pedras porosa são colocadas folhas de filtro. De seguida é colocada no interior de uma célula, e enchida com água (6), como se vê na figura 14. Por último, coloca-se no topo o dispositivo (5) que irá transmitir as tensões da máquina para a amostra.

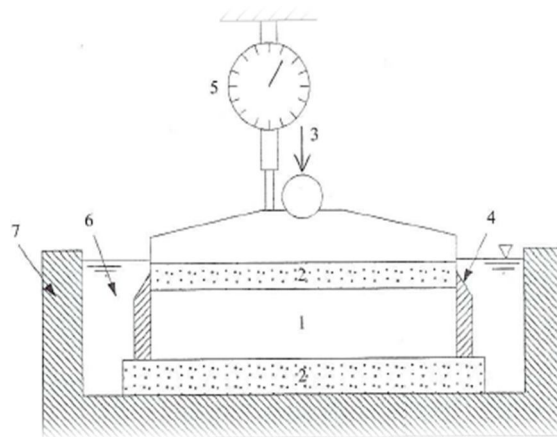


Figura 14-Esquema simplificado do ensaio edométrico
(Matos Fernandes, 2012)

2.8.5. Comparação entre o comportamento do solo argiloso “in-situ” e no ensaio de consolidação

Depois da retirada dos parâmetros para estimar os assentamentos na curva que relaciona o índice de vazios com tensão efetiva vertical, na figura 12, referente ao ensaio edométrico faz-se uma comparação entre os dados fornecidos pelo ensaio, com os dados in-situ em termos de comportamento do solo. Esta comparação é feita através de construção empírica de Schmertmann (Matos Fernandes, 2012). Cujas sua essência pode ser entendida da figura 15.

O ponto 1 da figura 15 em referência, representa a amostra ainda no maciço em repouso. Do ponto 1 para o ponto 2, esta representa o processo em que a amostra é retirada do maciço e permanece indeformada isto é; mantida com o mesmo teor em água e o índice de vazios para amostragem. Do ponto 2 para o ponto 3 a amostra é colocada no aparelho de ensaio edométrico e o solo volta a ser submetida às tensões efetivas, as que tinha no maciço. Neste intervalo a amostra está sobreconsolidada, mas apresenta ainda deformações consideráveis. O ponto 3, o índice de vazios é mais reduzido na amostra, comparativamente com o solo “in-situ” o que mostra a dificuldade de manter por completo as tensões de repouso, mesmo quando a amostragem é feita com muito rigor.

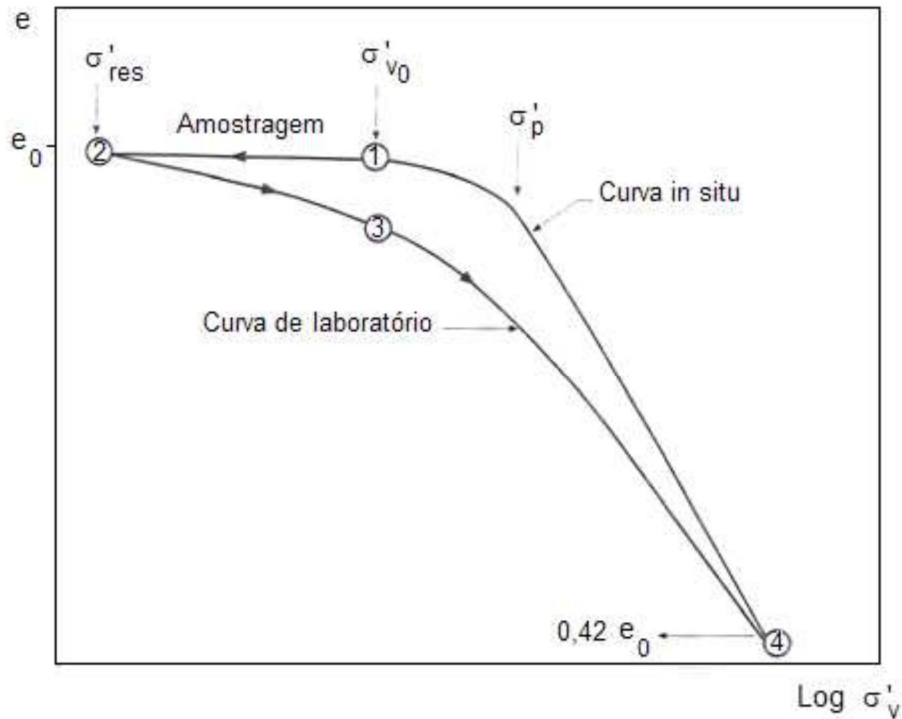


Figura 15-Comparação entre a curva “in-situ” e a curva laboratorial obtida pelo ensaio edométrico (Matos Fernandes, 2012).

Da figura 15 compreende-se também que com a evolução do ensaio e do carregamento da amostra, a curva laboratorial tende a unir-se à curva “in-situ”. Esta junção ocorre para um índice de vazios (e_0) de cerca de 42 %, do índice de vazios verificados no estado natural da argila. Ainda assim as curvas fornecidas pelo ensaio edométrico, permitem definir vários parâmetros mecânicos que caracterizam o solo (Matos Fernandes, 2006):

- ✓ O índice de compressibilidade do solo;
- ✓ O índice de recompressibilidade;
- ✓ O índice de expansibilidade;
- ✓ O coeficiente de compressibilidade;
- ✓ O coeficiente de compressibilidade volumétrica;
- ✓ A tensão de pré-consolidação;
- ✓ O coeficiente de consolidação.

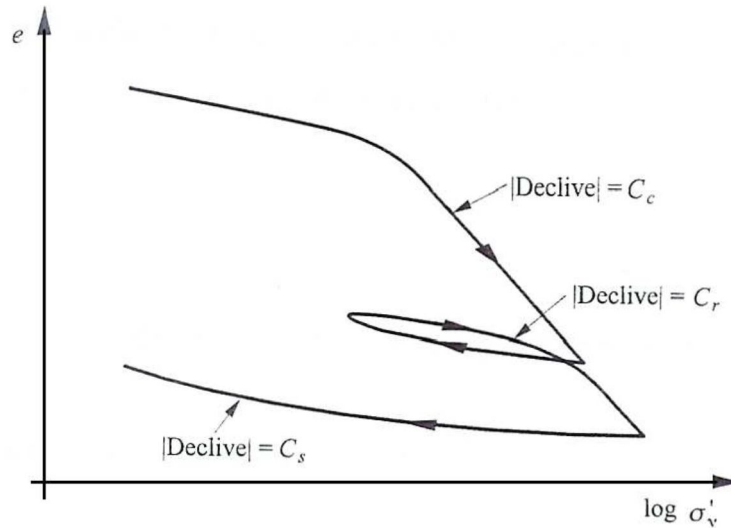
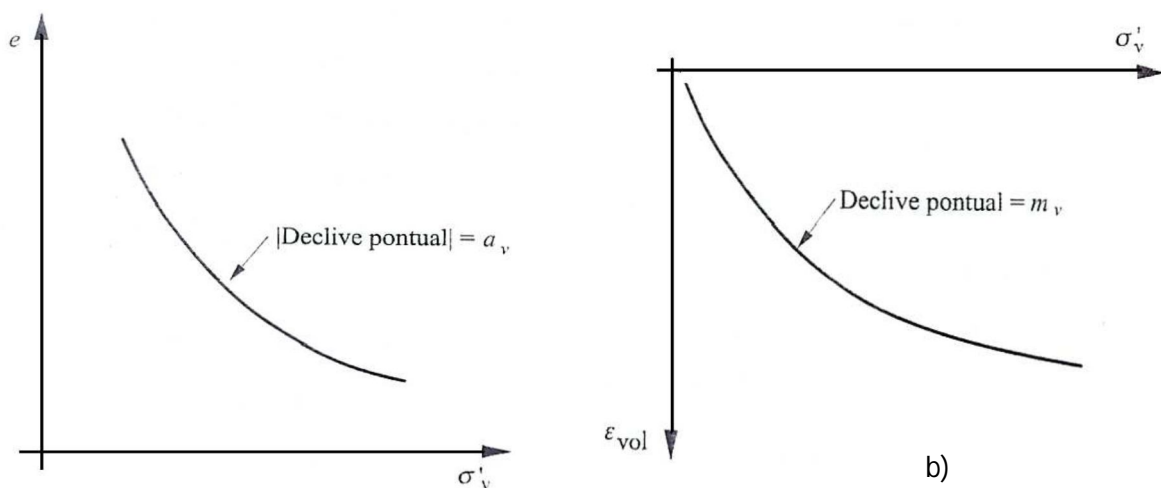


Figura 16-Diagrama de log σv-e (Matos Fernandes, 2012).

Da figura 16, consta que o Índice de compressibilidade do solo (**Cc**) é representado pelo declive do ramo virgem em módulo, e é a razão entre a variação do índice de vazios e a variação da tensão efetiva vertical do solo. Da mesma forma que o índice de recompressibilidade (**Cr**) é o declive do ramo de recompressão em módulo e o índice de expansibilidade (**Cs**) é o declive em módulo, do ramo que representa a expansividade da argila devido ao aumento do índice de vazios do solo e à diminuição da sua tensão efetiva.

Os valores dos índices **Cr** e **Cs** são próximos e oscilam entre 1/5 e 1/10 do valor de Cc, para além de serem grandezas adimensionais incluindo o valor de Cc.


 Figura 17- a). Diagrama σ'_v -e e b) Diagrama σ'_v - ϵ_{vol} (Matos Fernandes, 2012).

O coeficiente de compressibilidade (a_v) na figura 17, é a variação do índice de vazios por unidade de aumento de tensão em módulo e é dado pela equação 16.

$$a_v = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \right| \quad (16)$$

O coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_V), ilustrado na figura 17 b) em termos de deformabilidade volumétrica é dado pelas equações:

$$m_V = \frac{\varepsilon_{VOL}}{\Delta\sigma'_V} \quad \text{ou} \quad m_V = \frac{1}{1+e_0} a_V \quad (17)$$

$$\varepsilon_{VOL} = \varepsilon_V = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (18)$$

Onde:

h_0 - é a altura inicial da amostra de solo;

Δh - é a variação da altura da amostra

2.8.6. Determinação de tensão de pré-consolidação

Para determinar a máxima tensão vertical que o solo já esteve sujeito, a chamada tensão de pré-consolidação (σ_p), pode se usar a construção de Casagrande, descrita por (Fernandes, 2012) e (Rodriguez, 1996), auxiliando se da figura 18, consistirá em:

- 1º. Localizar na curva $\log(\sigma'_V) - e$ o ponto (T) com menor raio de curvatura;
- 2º. Traçando nesse ponto uma reta horizontal (h) e outra reta tangente (t) à curva;
- 3º. Traçar a bissetriz do ângulo formado pelas duas retas anteriores (b);
- 4º. Prolongar a parte reta do ramo virgem da curva de consolidação até intersectar a bissetriz no ponto (D), correspondente a tensão de pré-consolidação.

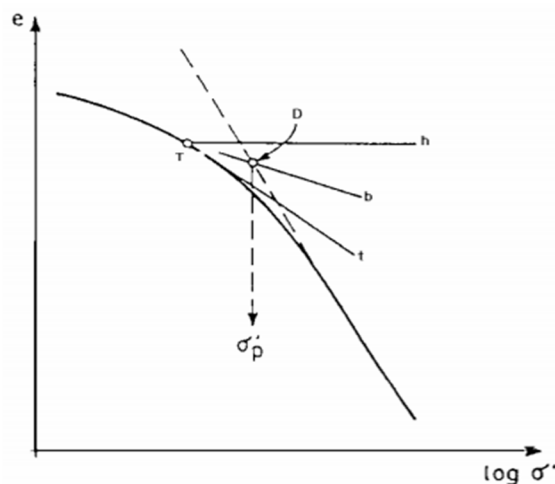


Figura 18-Construção de Casagrande para a avaliação de tensão de pré-consolidação (Matos Fernandes, 2012).

É de salientar que a construção de Casagrande é de natureza empírica, e é baseada no estudo de curvas de ensaios edométrico realizados com tensões de pré-consolidação impostas em laboratório. Por isso, não é isenta de decisões subjetivas, fornecendo apenas

uma avaliação aproximada da tensão de pré-consolidação, pelo que é reconstituído in-situ. (Matos Fernandes, 2012).

2.8.7. Expressão para o cálculo de assentamento por consolidação

Matos Fernandes (2012), afirma que, para caso geral de um solo sobreconsolidado carregado por um incremento de tensão efetiva vertical σ'_V , adicionado a uma tensão efetiva vertical de repouso, σ'_{V0} que ultrapassa a tensão de pré-consolidação σ'_P (o solo experimenta uma recompressão entre σ'_{V0} e σ'_P e uma compressão em ramo virgem entre σ'_P e $\sigma'_{V0} + \sigma'_V$). A variação do índice de vazios associado a recompressão e compressão são dados pelas expressões 19 e 20 respetivamente:

$$\Delta e = -C_r \log \frac{\sigma'_P}{\sigma'_{V0}} \quad (19)$$

$$\Delta e = -C_c \log \frac{\sigma'_{V0} + \Delta \sigma'_V}{\sigma'_P} \quad (20)$$

Partindo de princípio que a variação do índice de vazios é obtida pela variação da espessura da amostra, obtém as equações;

$$\Delta h_1 = -\frac{h_0}{1+e_0} C_r \log \frac{\sigma'_P}{\sigma'_{V0}} \quad (21)$$

$$\Delta h_2 = -\frac{h_0}{1+e_0} C_c \log \frac{\sigma'_{V0} + \Delta \sigma'_V}{\sigma'_P} \quad (22)$$

O assentamento por consolidação é obtido analiticamente adicionando as variações das espessuras associadas as variações do índice de vazios, resultando na equação;

$$S_c = \frac{h_0}{1+e_0} C_r \log \frac{\sigma'_P}{\sigma'_{V0}} + \frac{h_0}{1+e_0} C_c \log \frac{\sigma'_{V0} + \Delta \sigma'_V}{\sigma'_P} \quad (23)$$

Portanto para um solo normalmente consolidado a tensão efetiva vertical iguala se a tensão de pré-consolidação, logo resulta na equação;

$$\Delta h_2 = \frac{h_0}{1+e_0} C_c \log \frac{\sigma'_{V0} + \Delta \sigma'_V}{\sigma'_{V0}} \quad (24)$$

Para um solo sobreconsolidado em que a tensão efetiva de pré-consolidação não é ultrapassada a expressão de cálculo do assentamento será:

$$\Delta h_2 = \frac{h_0}{1+e_0} C_r \log \frac{\sigma'_{V0} + \Delta \sigma'_V}{\sigma'_{V0}} \quad (25)$$

2.8.8. Estimativa do tempo de consolidação

O tempo de consolidação do solo é determinado usando o coeficiente de consolidação (C_v) e este pode ser encontrado através dos métodos de Taylor e método de Casagrande: descrito em Matos Fernandes (2012).

2.8.8.1. O método de Taylor

De acordo com Taylor (1948), nos solos com consolidação relativamente alta aplica-se a equação 26 na determinação do coeficiente de consolidação vertical C_v , neste método a determinação do C_v consiste na representação dos valores de raiz quadrada de tempo em abcissas e os deslocamentos verticais em ordenadas;

$$C_v = \frac{T_{90} \times H^2}{t_{90}} = \frac{0,848 \times H^2}{t_{90}} \quad (26)$$

onde:

T_{90} – é o fator tempo correspondente ao grau de consolidação médio (U) de 90%;

H – é o máximo percurso que a água tem que percorrer para sair do estrato em consolidação;

t_{90} – é o valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio é de 90%.

2.8.8.2. O método de Casagrande

No método de Casagrande a determinação do C_v , é feita marcando os valores de tempo numa escala logarítmica em abcissas e em ordenadas os deslocamentos verticais registados no transdutor ligado ao topo da amostra numa escala decimal (equação 27).

$$C_v = \frac{t_{50} \times H^2}{t_{50}} = \frac{0,197 \times H^2}{t_{50}} \quad (27)$$

Onde:

T_{50} – é o fator tempo correspondente ao grau de consolidação de 50%;

H – é o máximo percurso que a água tem que percorrer para sair do estrato em consolidação;

t_{50} – é o valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio é de 50%.

2.9. Relação entre o grau de consolidação e o fator tempo

Matos Fernandes (2012), descreve a relação entre o grau de consolidação e o fator tempo, conhecendo o valor médio de consolidação ao longo da espessura da camada, para diversos valores de T, e constrói-se em forma gráfica e numérica essa relação (figura 19), sendo esta válida para qualquer distribuição linear do excesso de pressão neutra (figura 20), para determinar os assentamentos em cada instante considera-se como constante os parâmetros

a_v e m_v , $\bar{U}_z(t)$ e representa-se de igual modo, as percentagens da variação total do índice de vazios e de deformação volumétrica processada até ao mesmo instante. Da figura 19 é fácil notar a existência de uma proporcionalidade inversa entre o grau de consolidação e a velocidade de dissipação da pressão neutra isto é. A medida que o grau de consolidação cresce a velocidade da dissipação da pressão neutra decresce. Para que o valor da consolidação média atinja 100% ($\bar{U}_z = 100\%$) seria necessária uma infinidade de tempo.

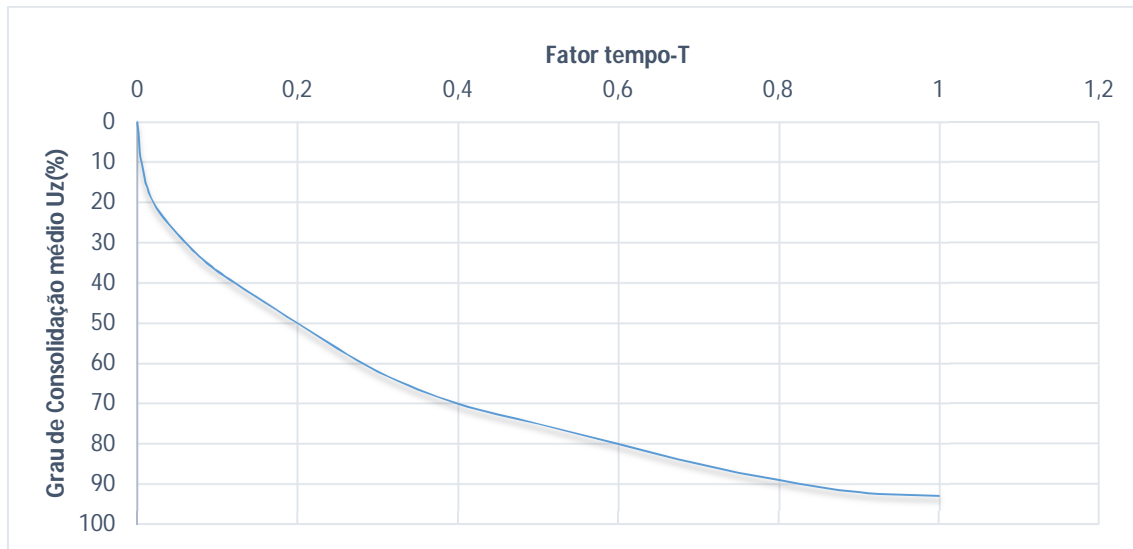


Figura 19-Relação entre o grau de consolidação média e o fator tempo, adaptado de (Matos Fernandes, 2012).

Contrariamente ao que acontece na relação entre o grau de consolidação média e a velocidade de dissipação da pressão neutra, existe uma proporcionalidade direta entre o excesso de pressão neutra e o gradiente hidráulico isto é; quando o excesso da pressão neutra tende para zero o mesmo acontece para o gradiente hidráulico, Obedecendo a lei de Darcy, em termos práticos o fim da consolidação é tomado muitas vezes para o fator tempo $T=1$, a que corresponde a um \bar{U}_z aproximadamente igual a 90%.

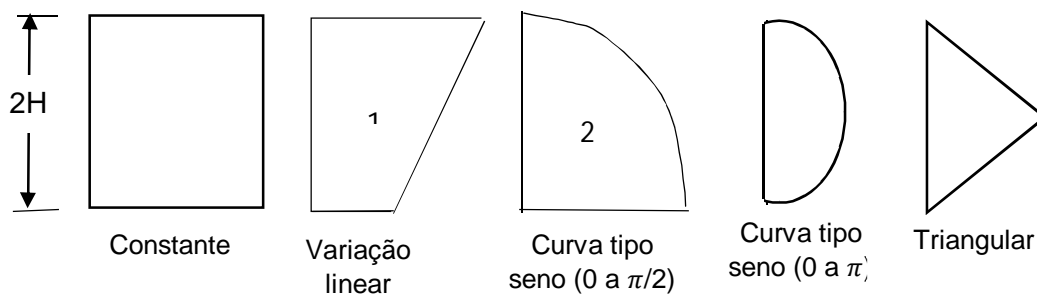


Figura 20-Distribuição linear do excesso de pressão neutra (Perloff, 1975).

Tabela 5-Solução numérica da equação de consolidação de Terzaghi para diversas distribuições iniciais do excesso de pressão neutra (Perloff, 1975).

Grau de consolidação médio $\bar{U}_z(\%)$					Fator tempo T				
T	Caso 1	Caso 2	caso 3	caso 4	U(%)	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
0,004	7,14	6,49	0,98	0,8	0	0		0	0
0,008	10,09	8,62	1,95	1,6	5	0,002	0,003	0,0208	0,025
0,012	12,36	10,49	2,92	2,4	10	0,78	0,0111	0,0427	0,05
0,020	15,96	13,67	4,81	4	15	0,0177	0,0238	0,0659	0,0753
0,028	18,88	16,38	6,67	5,6	20	0,0314	0,0405	0,0904	0,101
0,036	21,4	18,76	8,5	7,2	25	0,0491	0,0608	0,117	0,128
0,048	24,72	21,96	11,17	9,6	30	0,0707	0,084	0,145	0,157
0,060	27,64	24,81	13,76	11,99	35	0,0962	0,112	0,175	0,187
0,072	30,28	27,43	16,28	14,36	40	0,126	0,143	0,207	0,22
0,083	32,51	29,67	18,52	16,51	45	0,159	0,177	0,242	0,255
0,100	35,69	32,88	21,87	19,77	50	0,197	0,215	0,281	0,294
0,125	39,89	36,54	26,54	24,42	55	0,239	0,257	0,324	0,336
0,150	43,7	41,12	30,93	28,86	60	0,286	0,305	0,371	0,384
0,175	47,18	44,73	35,07	33,06	65	0,342	0,359	0,425	0,438
0,200	50,41	48,09	38,95	37,04	70	0,403	0,422	0,488	0,501
0,250	56,22	54,17	46,03	44,32	75	0,477	0,495	0,562	0,575
0,300	61,32	59,5	52,3	50,78	80	0,567	0,586	0,652	0,665
0,350	65,82	64,21	57,83	56,49	85	0,684	0,702	0,769	0,782
0,400	69,79	68,36	62,73	61,54	90	0,848	0,867	0,933	0,946
0,500	76,4	76,28	70,88	69,95	95	1,129	1,148	1,214	1,227
0,600	81,56	80,69	77,25	76,52	100	∞	∞	∞	∞
0,700	85,59	84,91	82,22	81,65					
0,800	88,74	88,21	86,11	85,66					
0,900	91,2	90,79	89,15	88,8					
1,000	93,13	92,8	91,52	91,25					
1,500	98	97,9	97,53	97,45					
2,000	99,42	99,39	99,28	99,26					

O grau de consolidação médio representa a percentagem média do acréscimo de tensão total aplicado que se transforma em tensão efetiva até um dado instante. O assentamento por consolidação neste instante pode ser obtido através da equação 28.

$$S_c(t) = \bar{U}_z(t)S_c \quad (28)$$

2.10. Consolidação radial

O processo de consolidação radial é conseguido através da introdução de material de elevada permeabilidade no terreno a consolidar (drenos verticais), de modo que a partícula da água se desloque horizontalmente ao encontro da fronteira drenante isto é; o estrato para além de escoamento vertical passa a ter um escoamento radial.

O escoamento radial da água é mais rápida em comparação com o escoamento vertical pelo fato do coeficiente de permeabilidade horizontal ser em muitos casos maior que o coeficiente de permeabilidade vertical. No entanto, existe uma variedade de drenos verticais, admitindo-se de uma forma simplificada, cada dreno possui uma zona de influência cilíndrica de volume igual ao da zona de influência real como ilustra se na figura 21.

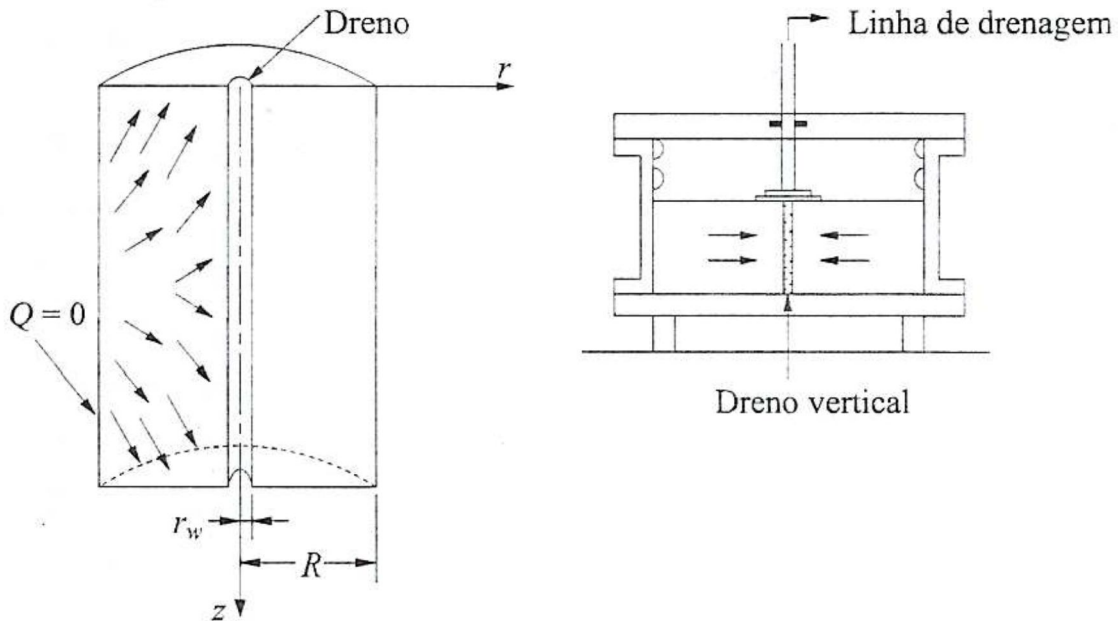


Figura 21-Tipo de escoamento no interior da zona de influência de um dreno e pormenor da célula de Rowe para determinação do coeficiente de consolidação (Matos Fernandes, 2012).

O dimensionamento dos drenos verticais toma em conta o coeficiente de consolidação horizontal do solo, dado pela equação 29.

$$C_h = \frac{K_h}{\gamma_w m_v} \quad (29)$$

Onde: C_h coeficiente de consolidação horizontal ou radial, K_h é coeficiente de permeabilidade normal ao plano do dreno, m_v coeficiente de compressibilidade volumétrica radial e γ_w é o peso volúmico da água (9,8 kN/m³).

A equação 32 resulta da adição das equações 30, governativa da consolidação vertical e a equação (31) governativa da consolidação radial, solucionado por (Scott, 1963 citado por Matos Fernandes, 2012).

$$C_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad (30)$$

$$C_h \left[\frac{\partial^2 u_e}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_e}{\partial r} \right] = \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad (31)$$

$$1 - \bar{U}(t) = [1 - \bar{U}_z(t)][1 - \bar{U}_r(t)] \quad (32)$$

Onde $\bar{U}(t)$ é o grau de consolidação medio resultante num dado instante de tempo t e $[1 - \bar{U}_z(t)][1 - \bar{U}_r(t)]$ e $[1 - \bar{U}_z(t)][1 - \bar{U}_r(t)]$ são graus de consolidação médio por consolidação vertical e radial no mesmo instante respetivamente. Para sua determinação é necessário encontrar o fator tempo.

A determinação do fator tempo radial (T_r) em função do raio (R) de influência dos drenos, do C_h (o coeficiente de consolidação radial) e dos tempos específicos para avaliação dos assentamentos ocorridos, é dado conforme a expressão 33 e o valor do R é definido pela equação 34;

$$T_r = \frac{C_h t}{R^2} \quad (33)$$

$$R = n \cdot r_w \quad (34)$$

onde r_w é o raio do dreno e R é a área de influencia definida a partir do espaçamento, s ; n é a razão entre R e r_w , necessária para avaliar a consolidação radial (tabela 6)

O raio de influencia R é determinado através das seguintes expressões, respetivamente relacionadas com uma malha de tipo quadrada ou triangular (figura 22).

Malha Quadrada: $R=0.564*s$

Malha Triangular: $R=0.525*s$

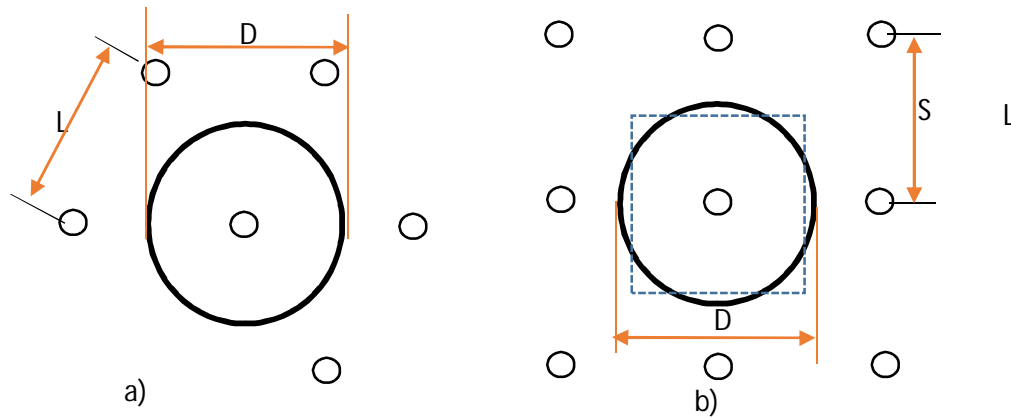


Figura 22-Distribuição dos drenos verticais: a) distribuição triangular; b) distribuição quadrangular (Nagaraj, 2001).

Após o cálculo de TR (apara cada tempo de cálculo) e $n(R/r_w)$ é possível determinar o grau de consolidação radial U_r através da tabela 6.

Tabela 6- Grau de consolidação media por consolidação radial (Matos Fernandes).

Ur (%) Grau de consolidação média	Fator tempo T										
	$\frac{R}{r_w}$ 5	10	15	20	25	30	40	50	60	90	100
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0,024	0,04	0,51	0,058	0,063	0,068	0,075	0,081	0.086	0,09	0,093
10	0,049	0,083	0,104	0,119	0,13	0,14	0,155	0,167	0,176	0,184	0,191
15	0,076	0,128	0,16	0,183	0,201	0,216	0,239	0,257	0,272	0,284	0,295
20	0,104	0,176	0,22	0,253	0,276	0,296	0,328	0,353	0,373	0,39	0,405
25	0,335	0,227	0,284	0,324	0,356	0,382	0,423	0,455	0,481	0,503	0,523
30	0,167	0,281	0,352	0,402	0,441	0,474	0,525	0,564	0,597	0,624	0,648
35	0,202	0,34	0,425	0,485	0,533	0,572	0,634	0,681	0,721	0,754	0,782
40	0,239	0,403	0,503	0,576	0,632	0,678	0,751	0,808	0,854	0,894	0,928
45	0,28	0,472	0,589	0,674	0,74	0,794	0,879	0,946	1,000	1,046	1,086
50	0,325	0,547	0,683	0,781	0,858	0,92	1,019	1,096	1,159	1,213	1,259
55	0,374	0,63	0,787	0,900	0,988	1,06	1,174	1,263	1,336	1,397	1,45
60	0,429	0,723	0,903	1,033	1,134	1,216	1,348	1,449	1,533	1,603	1,664
65	0,492	0,828	1,035	1,183	1,299	1,394	1,544	1,661	1,756	1,837	1,907
70	0,564	0,95	1,187	1,357	1,49	1,598	1,771	1,904	2,014	2,107	2,187
75	0,649	1,094	1,366	1,562	1,715	1,85	2,039	2,193	2,319	2,426	2,518
80	0,754	1,27	1,586	1,814	1,991	2,137	2,367	2,546	2,692	2,816	2,923
85	0,888	1,497	1,87	2,138	2,347	2,519	2,79	3,001	3,173	2,319	3,446
90	1,078	1,817	2,269	2,593	2,849	3,057	3,386	3,642	3,852	4,029	4,182
95	1,403	2,364	2,953	3,376	3,706	3,977	4,406	4,739	5,011	5,242	5,441
99	2,156	3,634	4,539	5,19	5,698	6,114	6,773	7,285	7,03	8,058	8,365
100	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞

Capítulo III – Reconhecimento e caracterização de maciços

A construção de obras de grandes dimensões exige um conhecimento, tão aprofundado quanto possível, sobre as características geológicas e mecânicas dos maciços terrosos e rochosos constituintes em que vão ser implantadas, para que não surjam situações imprevistas. Uma adequada caracterização geotécnica dos maciços, habilita os responsáveis a definir os processos de construção mais económicos e mais seguros.

3.1. Identificação Geológica

A identificação consiste num o reconhecimento inicial da superfície da zona de estudo, e por vezes acompanhado de algumas operações de prospeção prévia, com abertura de poços pouco profundos (Mayne et al., 2001), é tido como uma tarefa importante na fase de projeto, normalmente essa atividade inicia com a revisão bibliográfica do local de modo a se fazer um enquadramento geológico, topográfico, cartográfico (ex. idade de formação e descrição geral), faz se ainda uma observação direta do local com vista a identificar o tipo de maciço rochoso ou terroso, estrutura do maciço, homogénea, dobrada, presença de falhas, grau de fracturação do maciço, famílias de fraturas mais frequentes, fenómenos superficiais naturais ou produzidos pelo homem: dissolução, carsificação, desabamentos, abatimentos, fluências, erosão diferencial, poluição etc, essa informação é anotada e sintetizada num relatório que serve de base para a viabilização do projeto (Vallejo, 2004).

3.1.1. Prospeção geofísica (ênfase no cross-Hole)

A prospeção geofísica é o conjunto de técnicas não destrutivas e extensivas que investiga o interior da terra a partir das variações detetadas em parâmetros físicos significativo e o seu correlacionamento com parâmetros geológicos (Vallejo, 2004). No entanto é uma técnica tradicionalmente usada em obras que ocupam grandes áreas ou com considerável desenvolvimento linear, como barragens e obras viárias (Matos Fernandes, 2015).

Na geotecnia são usados tradicionalmente métodos sísmicos e métodos elétricos. Os métodos sísmicos medem a velocidade das ondas elásticas como (figura 23.a) em quanto os métodos elétricos (figura 23.b) medem a condutividade ou resistividade, ambos apresentam distintos resultado nos diferentes materiais.

A interpretação dos resultados permite encontrar algumas características do terreno. (Vallejo, 2004).

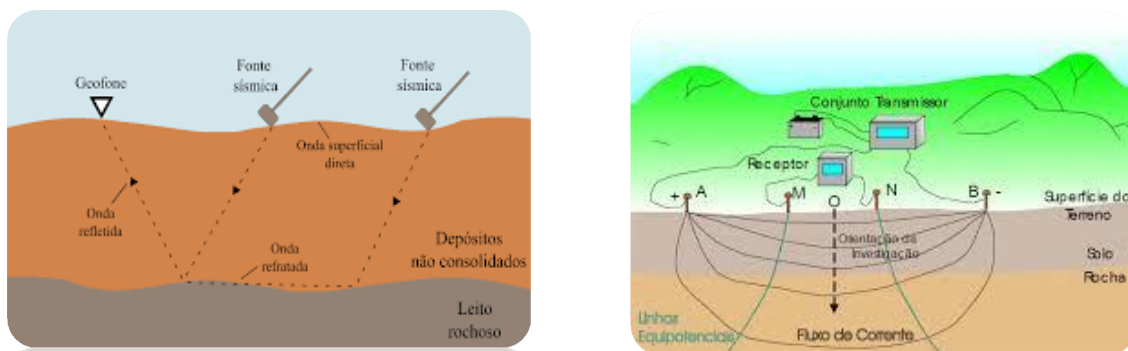


Figura 23- a) Métodos de reflexão e refração (Michel & Kobiyama, 2015); b) -Princípio de Resistividade elétrica (Machado, 2008).

Um dos ensaios sísmico entre furo mais usado é o *Cross Hole sísmic test CHT*, este ensaio consiste em provocar a geração de ondas de corte no terreno (ondas S) e determinar a profundidade, por meio de um impacto no interior do furo de sondagem, e regista a sua chegada num recetor situado a a mesma profundidade noutro furo próximo, este ensaio não possui limitação de profundidade, é aplicado em todos terrenos desde os mais brandos aos mais resistentes, dos mais finos aos mais grossos e são bastante usados em análise dinâmica dos maciços terroso, existem outros ensaios como *dawn hole*, ensaios com auto perfurador de Cambridge (selfboring pressuremeter test, SBPT), etc.

3.1.2. Prospeção mecânica

A prospeção mecânica é aquela que é normalmente adotada para avaliação de resistência e deformabilidade dos solos. Em maciço terroso consiste em sondagens verticais (sondagens mecânicas, poços) e sondagens horizontais (valas ou trincheiras).

Os poços e valas ou trincheiras possuem a vantagem de permitir a recolha direta da amostra assim como a inspeção visual do terreno atravessado, oferecem uma facilidade na recolha da amostra remexida em quantidades desejada, permitem a criação de condições ideais para a colheita de amostras indeformadas em particular blocos de grandes dimensões (M Fernandes, 2015), são favoráveis para o uso típico estudos escorregamento de taludes naturais, a localização do firme sobre camada branda de cobertura (Folque, 1987). Estes possuem a desvantagem de não permitir a recolha de amostras em profundidades superior a 6 metros nem abaixo do nível freático em terrenos brandos

As galerias, de acordo com Folque (1987) são onerosas, pelo que são utilizados em obras de grande importância.

Existe uma variedade de sondagem estando a sua escolha condicionada ao tipo de material a perfurar e os objetivos a alcançar. Sondagens de água, trados, sondagens a percussão, sondagens com rotação e recuperação, sondagens do tipo roto-percussivo e as sondagens

rotary, cuja sua descrição encontra-se em várias bibliografias tais como (Matos Fernandes, 2015), (Vallejo, 2004) etc.

3.1.3. Amostragem

Um dos objetivos das campanhas de prospeção mecânica é a recolha de amostras intactas ou perturbadas a fim de obter testemunhas representativas das características e propriedades do solo em laboratórios. Porém a amostra é recolhida direta ou indiretamente dependendo da acessibilidade do ponto da sua recolha (Vallejo, 2004).

Normalmente a recolha direta da amostra é efetuada em valas trincheira poços pouco profundos, isto é, sempre que o ponto da sua colheita se encontra acessível, consiste no corte de um bloco (talhar manualmente) de dimensões bastante superiores às pretendidas, de modo a reduzir os fatores de perturbação induzidos pela penetração do amostrador e de seguida é protegida como ilustra a figura 24.



Figura 24-Colheita de amostras indeformadas em trincheiras (Pires, 2013)

A recolha de amostra é praticamente acompanhada pelo alívio do estado de tensão *in situ*, devido à dilatação dos solos, bem como a geração de tensões neutras negativas, pelo que é impossível recolher amostras imperturbadas, para além deste fator Matos Fernandes (1995) aponta a posição do nível freático em relação ao ponto de colheita, meio de acesso, tipo de acesso direto ou indireto, tipo de amostradores usados, perturbações pela introdução extração de amostrador, cuidados ao acondicionamento, transporte, armazenamento e preparação das amostras.

Vários autores dividem as amostras em duas classes: indeformadas e remexidas, sendo a primeira correspondente a amostra que mantém a estrutura do solo inalterada, são usados

para determinar a resistência e deformabilidade, enquanto a segunda sofrem modificações na sua estrutura e matam a sua composição mineralógica (Vallejo, et al., 2002), sendo suficiente para a avaliação de índices físicos desde que se mantenha intacta a característica a avaliar.

Para além da classificação acima existe outra classificação proposta pelo International Group On Soil Sampling (IGOSS), considerada como a mais rigorosa de acordo com (Cruz, 1995 citando J. Folque, 1982), segundo esta classificação a amostra é dividida em classes que varia de 1 á 5, consoante o tratamento no processo da sua recolha, variação de volume, humidade, granulometria como ilustra a (tabela 7).

Tabela 7-Determinação de parâmetros em função de classe de cada amostra
(adaptado de Cruz, 1995)

classe	Parâmetros
1	Parâmetros de resistência, deformabilidade e compressibilidade; coeficiente de consolidação, coeficiente de permeabilidade
2	Teor em agua, índice de vazios, peso específico, coeficiente permeabilidade
3	Teor em agua, curva granulométrica
4	curva granulométrica
5	Identificação da sequencia estratigráfica

3.2. Caracterização Mecânica

A caracterização mecânica dos solos constitui uma das componentes de grande relevância na engenharia geotécnica, para tal são realizados ensaios laboratoriais e de campo.

Na prática, devido à dificuldade em obter amostras *indeformadas* de boa qualidade, é habitual considerar-se que os ensaios laboratoriais são menos adequados quando comparados com os ensaios de campo, outra sim é a morosidade na sua realização, de tal modo que muitas vezes não são compatíveis com o ritmo de avanço das obras. Mas para um estudo mais detalhado para caracterizar o comportamento tensão-deformação dos solos contribui para um dimensionamento mais racional das obras. Por esta razão a caracterização mecânica dos solos é efetuada mediante resultados dos tipos de ensaios laboratoriais e/ou *in situ*, podendo estas duas serem complementares. Portanto tanto os ensaios laboratoriais como *in situ* apresentam suas vantagens e limitações tabela ilustra as principais conveniências e inconveniências apresentadas pelos dois tipos de ensaios

Tabela 8-Vantagens e Limitações de ensaios de Laboratório vs Ensaios “In-situ” (Cruz 1995).

	Ensaios laboratoriais	Ensaios in situ
Vantagens	Condições de fronteira bem definida.	Custos reduzidos/ Ensaios rápidos.
	Condições de drenagem bem definidas.	Aproveitamento de furos de sondagens.
	Trajectoria de tensão bem selecionada.	Solo ensaiados sem alterações significativas do estado de tensão.
	Relação entre resultados dos ensaios de caracterização e índices físicos e parâmetros mecânicos.	Informação continua, permite a definição macro do solo.
Limitações	Representatividade dos resultados.	Não permite identificar o solo.
	Morosidade de alguns ensaios.	Difícil interpretação.
	Custo elevado.	Fraca definição de condições de fronteira.
	Amostra impossível em areias e recolha com perturbação em solos argilosos.	Condições de drenagens assumidas, podendo afastar-se da realidade.
	Informação descontinua pode conduzir a imprecisão.	Campos de deformação não uniforme e taxas de deformação elevadas.

De uma forma geral as limitações dos ensaios *in situ* conduzem, em muitos casos, a aplicação de correlações empíricas ou simi-empíricas para a obtenção dos parâmetros geotécnicos. A dificuldade reside no fato destas correlações serem variáveis com os tipos de solos, condições

de depósito e condições de solicitação, isto é, variam com o local e obra mais ou menos acentuadas.

No entanto da tabela nota-se claramente que as vantagens dos ensaios laboratoriais colmatam as limitações dos ensaios *in situ* e vice-versa, tornando deste modo a sua utilização complementar e importante à realização de uma campanha.

3.2.1. Ensaaios laboratoriais

Os ensaios laboratoriais visam a caracterização física e mecânica dos materiais. A caracterização física é feita habitualmente recorrendo a ensaios de rotina simples nomeadamente: análises granulométricas, determinação dos limites de consistência e do teor em água natural (nos solos finos), ensaios de compactação, determinação da massa volúmica através de amostras representativas e determinação da densidade das partículas sólidas. Estes ensaios proporcionam a obtenção de parâmetros índice que identificam a natureza do solo e fazem uma correlação com as suas propriedades mecânicas, por outro lado os ensaios de caracterização mecânica, normalmente são feitos recorrendo a ensaios de corte direto (em caixa de corte) ou a ensaios triaxiais em condições de simetria radial. Nos solos finos (saturados) de elevada compressibilidade, é usual realizar-se ensaios de compressão unidimensional em edómetro para analisar o fenómeno da consolidação (primária e secundária).

3.2.2.1. Ensaaios de Identificação

A caracterização geológico-geotécnica é realizada através de ensaios laboratoriais de identificação de uma amostra de solos que engloba a análise granulométrica limites de consistência, teor em humidade, Pesos volúmicos, de acordo com especificações LNEC e NP.

A análise granulométrica determina a distribuição, em percentagem, do peso total das partículas de uma amostra de solos, de acordo com as suas dimensões, no entanto é uma propriedade mais básica de um solo, e deve por isso ser determinado antes de qualquer outra (Matos Fernandes, 2012).

O ensaio consiste na preparação da amostra e posterior passagem de uma porção de solo, de peso conhecido, por uma série normalizada de peneiros de malha de dimensões crescentes (figura 25). O material retido num determinado peneiro, representa a fração do solo com dimensão superior à da malha desse peneiro, mas inferior à do peneiro precedente. No entanto o material retido é pesado de modo a averiguar que percentagem representa do peso total da amostra (Santana, 1995).



Figura 25-Peneiras Granulométricas (SP Labor, 2011)

As análises granulométricas da fração retida no peneiro de 2,00 mm (nº 10) e da fração passada no mesmo peneiro, são efetuadas separadamente isto é; partículas de maiores dimensões (maiores que 0,06 mm) usa-se o método de peneiração na determinação de composição granulométrica, e nas partículas de menores dimensões passadas no peneiro de 0,074 mm (nº 200) é mais adequado o uso do método de sedimentação. No entanto em solos arenosos a peneiração é geralmente efectuada com o solo seco, enquanto em solos com maior fração argilosa é realizada por via húmida. (Matos Fernandes, 2012)

Segundo a especificação (LNEC, 1968), o processo de sedimentação consiste em misturar o solo com água destilada e, o ensaio é feito medindo a densidade do líquido em certos intervalos de tempo, segundo a lei de Stokes. A diferença de densidades medirá a quantidade de partículas que sedimentaram ao fim de um certo tempo t . Este método implica uma calibração prévia do densímetro com a proveta que irá ser utilizada. É ainda necessário que o solo esteja convenientemente dispersado, isto é, que as partículas estejam separadas umas das outras, de forma a que possam cair livremente e individualmente, no caso contrario a sedimentação dos flocos é muito mais rápida, viciando a distribuição granulométrica.

A dispersão consiste na remoção dos materiais de agregação (cimentos), sendo o principal cimento a remover nos solos é a matéria orgânica. Quando haja carbonatos nos solos, estes atuam também como cimentos. Por outro lado, a lei de Stokes aplica-se a partículas esféricas.

Normalmente as partículas mais pequenas determinadas no processo de sedimentação, possuem uma forma característica muito diferente da esférica, assim sendo, as partículas determinadas pelo processo da sedimentação não possuem verdadeiramente o diâmetro da partícula, mas o diâmetro equivalente, ou seja, o diâmetro de uma esfera do mesmo material que a partícula e que sedimenta com a mesma velocidade desta. Porém O método de sedimentação, possui inconveniência de ser suscetível a erros mais ou menos apreciáveis, para além de ser muito pouco cómoda e extremamente morosa.

A importância das curvas granulométricas advém da possibilidade de permitir aferir a distribuição granulométrica das partículas constituintes do solo e se existe (ou não) predominância e homogeneidade entre elas. Por comparação com curvas granulométricas que limitem determinadas gamas, permitem avaliar a adequabilidade de determinado solo a um tipo de aplicação em construção em terra.

No caso da análise granulométrica revelar a existência de cerca de 30% de partículas inferiores a 0,05 a amostra é submetida a um ensaio de consistência.

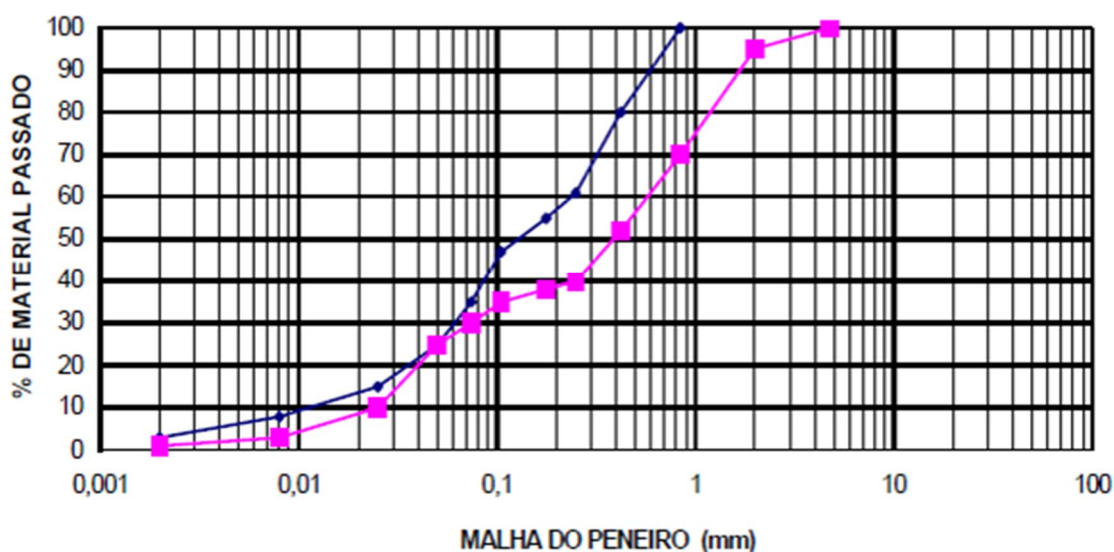


Figura 26-Curvas granulométricas de solos (Santana, 1995)

No solo fino e saturado ao contrário de um solo granular, o índice de vazios depende do teor em água, desta forma consta que nos solos argilosos o teor em água é o parâmetro fundamental. Portanto este parâmetro de modo expedito antecipa certa tendência do comportamento mecânica (Casagrande, 1948). Assim esta função é designada por índice de consistência (*limite de atterberg*), de acordo com (Folque, 1987) é usada para designar sucessivos estados do solos.

De acordo com a NP-143 (1969), A determinação de limites de consistências consiste na execução dos ensaios usando se pastas constituídas unicamente com a fração que passa no peneiro nº 40 (0,42 mm). Neste ensaio, uma porção de pasta de solo húmida é colocada na concha de Casagrande e é traçado um sulco com o riscador normalizado, por meio de uma manivela, a concha sobe a uma altura de 1 cm e cai depois livremente sobre um bloco rígido. O solo encontra-se no limite de liquidez, quando são necessárias vinte e cinco pancadas para fechar o sulco. No entanto dificilmente se ajusta a quantidade de água de amassadura, para que o sulco do riscador feche na extensão de 1 cm, precisamente ao fim de 25 pancadas. Por isso amassam-se quatro porções de solo com diferentes quantidades de água e determina-se na concha de Casagrande, o número de pancadas para as quais, em cada ensaio, os bordos se unem na extensão de 1 cm. A figura 27 ilustra o equipamento usado para o ensaio



Figura 27-Concha de Casagrande (<http://labc.mota-engil.pt/ensaios/solos>) acedido no dia 06/07/2016.

Em cada ensaio retira-se uma porção de solo da região em que os bordos se uniram, determinando-se os respetivos teores em água, os resultados são registados no boletim de ensaio realizado para o efeito, dispondo-se os pontos correspondentes aos ensaios efetuados segundo uma reta, numa representação semi-logarítmica; em ordenadas os teores em água e em abcissas os logaritmos dos números de pancadas.

A ordenada correspondente a 25 pancadas indica o teor em água que define o limite de liquidez. Matos Fernandes (2012), o limite de plasticidade é o menor teor em água com que ainda é possível moldar um cilindro de solo de 3 mm de diâmetro, por rolagem entre a palma da mão e uma placa de vidro (Figura 28). O ensaio consiste em obter através de uma pasta de solo húmido, um filamento que rompa ao atingir 3 mm de diâmetro rolando entre a palma

da mão e uma placa de vidro. Se não parte, faz-se uma pequena bola e repete-se o ensaio (a pasta vai, entretanto, secando) tantas vezes quantas as necessárias para que a rotura se verifique ao atingir se o diâmetro especificado. Realiza-se o ensaio em mais três provetes, sendo o limite de plasticidade a média dos quatro teores em água assim determinados.



Figura 28-Determinação do Limite de Plasticidade (Consolotec, 2016).

O teor em água dos solos é definido como a relação, expressa em percentagem, entre o peso de água que se evapora do provete por secagem à temperatura de $105 \pm 3^\circ \text{C}$, e o peso do provete, depois de seco. De acordo com (NP-84, 1965) este ensaio aplica-se a todos os tipos de solos. Os valores obtidos são registados no boletim de ensaio elaborado para o efeito. Deve, no entanto, ter-se em atenção que no caso de solos contendo matéria orgânica não se deve exceder uma temperatura de 60°C , visto que aquela pode ser calcinada, diminuindo assim o peso real de solo seco. Por outro lado, nos solos contendo gesso, as temperaturas elevadas podem contribuir para evaporar água de constituição deste material (Correia, 1980).

Peso volúmico das partículas sólidas O peso volúmico das partículas sólidas de um solo é o peso das partículas que ocupariam a unidade de volume, depois de excluídos os vazios. Segundo a NP-84 (1965), a técnica de ensaio implica a utilização de um picnómetro e aplica-se apenas à determinação do peso volúmico das partículas sólidas de um solo com dimensões inferiores a 4,76 mm. Para o efeito, a norma contempla 2 métodos: com secagem prévia do provete e sem secagem prévia do provete, sendo este último o mais utilizado. Os valores obtidos são registados no boletim de ensaio respetivo.

3.2.2.2. Ensaio de Corte direto

O ensaio de corte direto é um dos mais antigos e de concepção mais simples em comparação com os ensaios triaxiais. Este permite conhecer a resistência, em condições não-drenadas, dos solos moles (Matos Fernandes, 2012) como se representa esquematicamente na figura 30.

A caixa de corte (figura 29) é constituída basicamente por duas meias-caixas metálicas. O solo é colocado na caixa e provoca-se o deslocamento relativo entre as duas meias-caixas. Deste modo, a superfície de rotura é imposta e tem de processar-se ao longo de um plano horizontal.

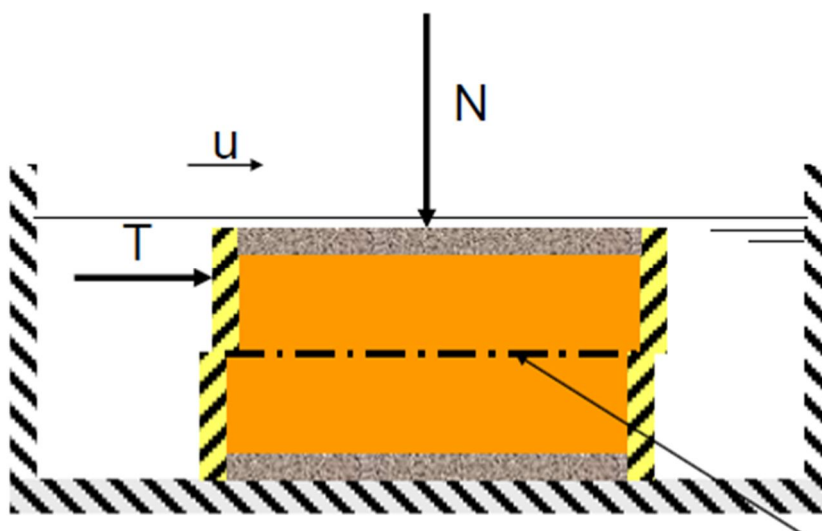


Figura 29-Caixa de corte
(apontamento de Mecânica de solos 2, Professora Margarida Pinho Lopes, 2016).

O ensaio é realizado, em geral, sob condições de deslocamento (deformação) controlado, porque deste modo é possível obter a resistência de pico e de rotura do solo. Considera-se que é atingida a rotura quando o solo não consegue resistir a qualquer acréscimo de carga horizontal. Neste ensaio medem-se os deslocamentos horizontal e vertical através de transdutores LVDT e as forças horizontal e vertical recorrendo a células de carga.

No entanto no ensaio de corte é difícil calcular, com rigor, as tensões e deformações a partir das grandezas medidas. A distribuição de tensões no plano de corte não é uniforme e desconhecem-se as dimensões da zona de rotura, pelo que as deformações não podem ser determinadas. Na prática, consideram-se simplificadamente a tensão médias instaladas na superfície de rotura (dividindo as forças normal e tangencial pela área transversal do provete). Normalmente, fazem-se três ou mais ensaios, cada um com uma determinada força vertical constante e determina-se a resistência de pico e de rotura associada a cada um destes

ensaios. A interpretação dos resultados permite traçar as envolventes em termos de estado de pico ou estado de rotura do solo (figura 30).

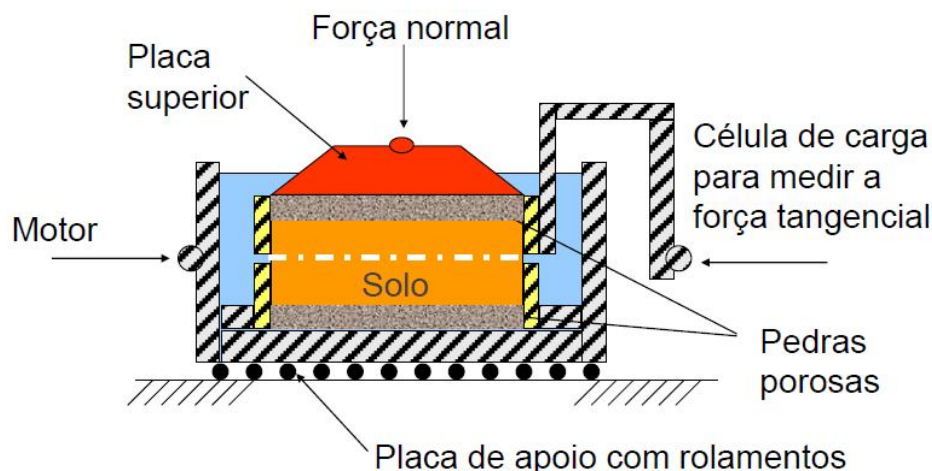


Figura 30-Ensaio de corte direto, esquema simplificado do ensaio adaptado de (apontamentos de Mecânica de solos 2 professor Margarida pinho Lopes, 2016).

3.3. Ensaios in-situ

3.3.1. Enquadramento

A planificação de uma campanha de investigação in situ é concebida considerando-se os custos e as características da obra com base na complexibilidade geológica e geotécnica do local a implantar. No que diz respeito à complexibilidade geológica refere-se a fatores como: geomorfologia, hidrologia, sismicidade, solos moles entre outros.

Quando à complexibilidade da obra se refere à topografia do terreno a carga máxima, nível freático, obras vizinhas, acesso etc. Para além destes fatores concorre também a familiaridade com os equipamentos dos ensaios, técnicas e procedimentos dos ensaios. Porém, para qualquer que seja a obra, os ensaios de caracterização in-situ são importantes na medição das propriedades dinâmicas dos solos. Estes permitem medir as propriedades dos solos “no campo” e apresentam, por isso, algumas vantagens relativamente aos ensaios de laboratório (Kramer,1996). No entanto, estes ensaios não necessitam de amostragem, que normalmente implica a alteração das condições naturais do solo e medem a resposta de maiores volumes de solo.

No presente trabalho serão abordados em forma mais aprofundado os ensaios SPT e o ensaio sísmico entre furos de sondagem (*Cross hole seismic testing*), visto que estes constituíram base fundamental para trabalhos de campo realizados na caracterização mecânica de solos da obra em referência. Para além destes existem vários outros ensaios utilizado na caracterização “in situ” sendo correntes os seguintes: CPTu (Piezocone), este faz um registo contínuo de resultados em profundidades e, é utilizado em reconhecimento de camadas, na

medição de resistência, deformabilidade, tempo de consolidação, DMT (Dilatômetro de Marchetti), utilizado na determinação de resistência, deformabilidade e ainda é usado para avaliar o coeficiente de impulso em repouso e o grau de sobreconsolidação, VST (ensaio de molinete) mais indicado para caraterizar a resistência não drenada de solos moles e PMT (Pressiômetro de Menard) usado para caracterizar solos rijos e rochas brandas a qualquer profundidade. Na figura 31 apresenta-se um esquema representativo destes ensaios (Schnaid, 2012 citando Mayne 2003).

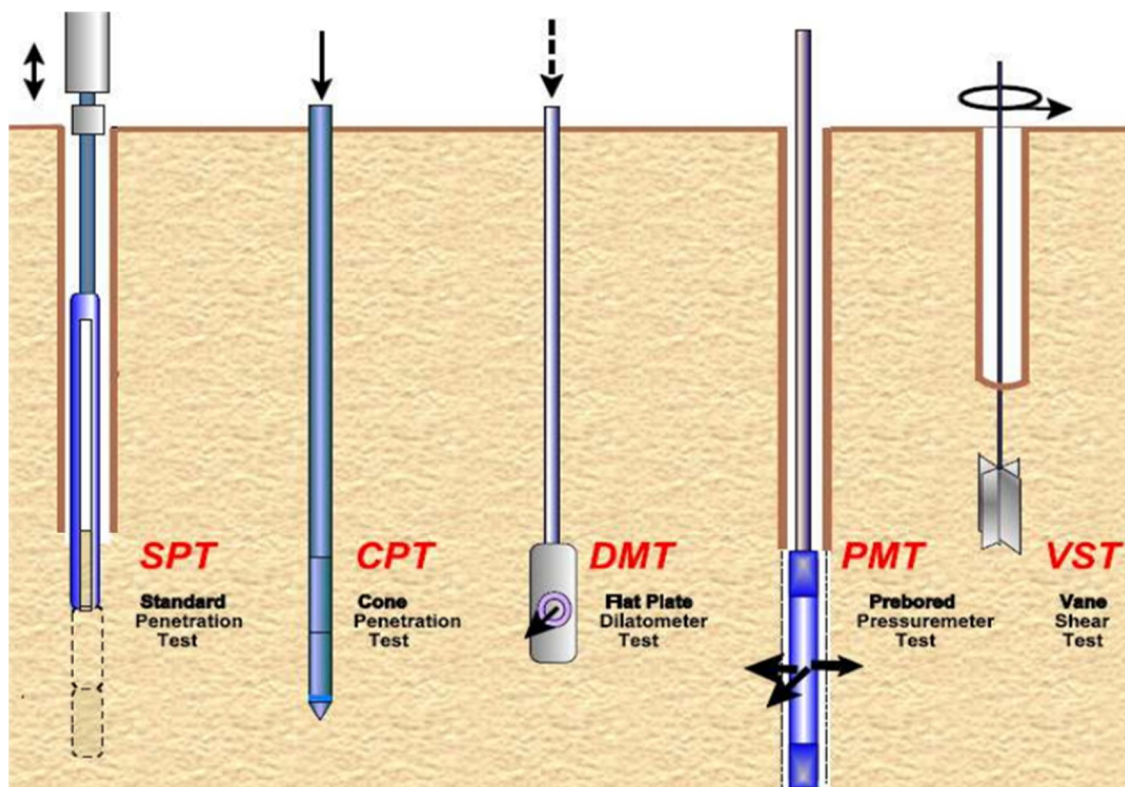


Figura 31- Ensaio de uso corrente na Geotecnia (Mayne, 2003 citado por Schnaid, 2009).

3.3.2. Ensaios SPT

O ensaio SPT (*standard penetration test*) permite o reconhecimento do subsolo e avalia a resistência à penetração das camadas profundas, pode ser relacionado com vários ensaios e é utilizado em maciços terrosos e em rocha branda. Este ensaio consiste em cravar por percussão um amostrador normalizado, no fundo de um furo de sondagem, por meio das pancadas de um martelo de 63,5 Kgf de peso que cai de uma altura de 76 cm (Perez, 1997).

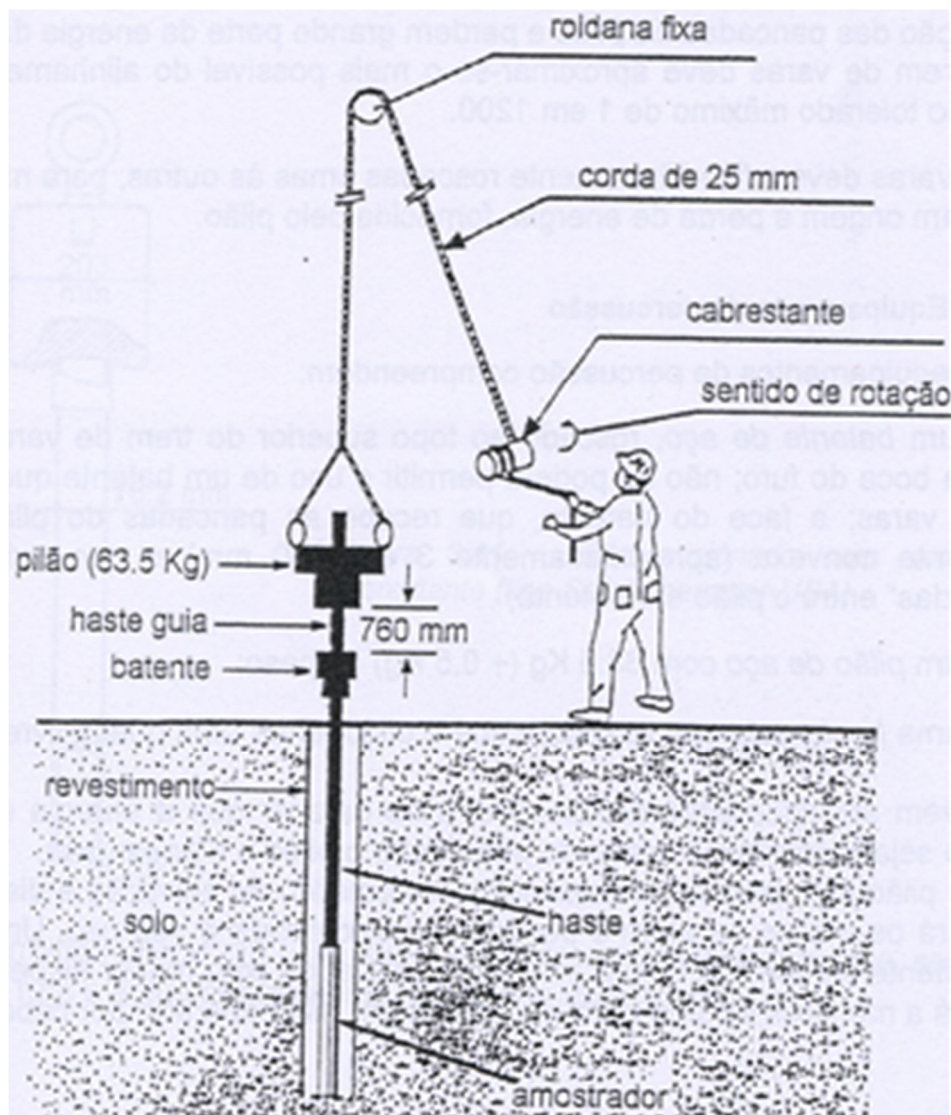


Figura 32-Esquema de execução de ensaio SPT (Ladeira, 2003).

3.2.1 Amostrador

O amostrador é um tubo cilindro bipartido de aço, com diâmetros exterior e interior de, respetivamente 51 mm e 35 mm, com comprimento de cerca de 80 cm e peso aproximado de 6,8 kgf, é incorporado na extremidade inferior do corpo do amostrador.

Um anel cortante biselado para facilitar a penetração no terreno. Na extremidade oposta e roscada uma peça dotada de uma válvula de esfera anti -retorno e ligações ao exterior, por intermedio de dois ou quatro orifícios laterais, que serve para ventilação e fuga de água e ar durante a cravação que esteja acumulada no interior do amostrador e que permite também a ligação ao trem de varas. O ensaio é normalizado pela norma EN ISO 22476-3:2005.

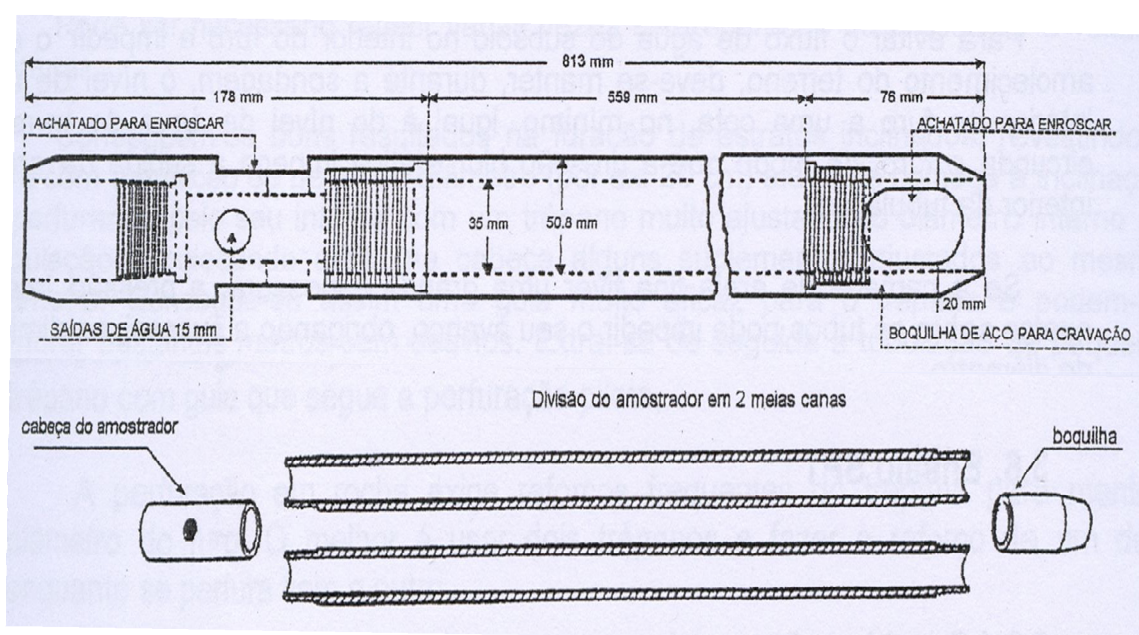


Figura 33-Amostrador normalizado -Terzaghi- dimensões e abertura em duas meias canas (Ladeira, 2003).

3.3.2.1. Metodologias do Ensaio

O ensaio é realizado, depois que a sondagem é interrompida, de modo a proceder a limpeza do fundo do furo, seguido da introdução do amostrador conduzido pelo trem de varas, até este entre em contacto com o terreno do fundo do furo;

Posiciona-se e faz-se o ajuste da última vara do trem ao batente que irá receber as pancadas do martelo. A cravação (o ensaio) é realizada em duas fases sucessivas e contabilizando o respetivo número de pancadas do martelo.

Na primeira fase o amostrador é cravado 15 cm, registando-se o respetivo número de pancadas, esta fase corresponde normalmente solos soltos pelo que, o valor obtido nesta fase

é indicativo. Portanto se após 60 pancadas estes 15cm não forem ultrapassados encerra-se o ensaio e conclui-se. Assume-se teoricamente, que a parte não perturbada possui uma resistência superior a essas 60 pancadas.

Na segunda fase o amostrador é cravado mais 30 cm, sendo o resultado do ensaio *SPT* o número de pancadas obtido. Se após 60 pancadas, a penetração não atingir os 30 cm, termina-se o ensaio medindo-se a penetração obtida. No entanto o número de pancadas *NSPT*, dá uma indicação da compactidade do solo no caso de areias e da consistência no caso de argilas.

O ensaio é acompanhado pela recolha de amostras, sendo comum à sua realização de 1,5 em 1,5 m ou quando haja uma mudança de unidade geológica, de modo a evitar influência dos ensaios anteriores. Quando o amostrador é recolhido a superfície, é aberto ao meio em duas meias canas, para permitir o estudo do solo. Naturalmente este ensaio possui suas vantagens e limitações.

Apontam-se como principais vantagens do ensaio *SPT*, a possibilidade de poder ser executado em todo o tipo de solo incluindo em rocha branda, permite a obtenção de amostra relativa ao trecho ensaiado, encontra-se difundido por todo o planeta, pelo que pode encontrar-se bastante bibliografia sobre interpretação de dados.

Por outro lado, tem como desvantagem a morosidade na sua execução por se realizar no decurso de sondagens, tornando-se assim mais caro que muitos outros ensaios pelo facto de acrescer o preço da furação, Não simula o tipo de comportamento de terreno mediante solicitação estática, os resultados podem ser fortemente influenciados pelo equipamento, modo de execução e profissionalismo do operador. O ensaio *SPT* tal como qualquer outro ensaio está sujeito a erros, para além de ser um ensaio não “normalizado” por isso a interpretação correta dos dados requerem uma correção

Os valores do ensaio *SPT*(*NSPT*) são transformados em valores de N_{60} através da equação:

$$N_{60} = C_E \times C_R \times C_B \times C_s \times N_{SPT} \quad (35)$$

Onde:

C_E -Coeficiente corretivo relacionado com a energia;

C_R -Coeficiente minorativo para o comprimento da vara;

C_B - Dimensões do diâmetro

C_s -Amostrador

N_{SPT} - Resultado em bruto do ensaio

A energia transmitida as varas (C_E), é dada por:

$$C_E = ER_r / 60 \quad \& \quad ER_r = (E_R / E_P) \times 100 \quad (36)$$

E_R - Rácio de energia transferida às varas (valor padrão de 60% - dissipação de energia 40%);

E_P - Energia potencial do pilão (63,5 Kgf x 0,76 m = 48,26 Kgm).

No entanto e de notar que: o fator E_r varia de país para país e em conformidade com o dispositivo usado isto é automático ou manual, por exemplo em Portugal para dispositivos automáticos E_r é aproximadamente igual a 60% e nos manuais 40% daí resulta que $N_{60}=N$ para dispositivos automáticos e $N_{60}=0,75N$ para os manuais.

O fator CR é referente ao comprimento da varra cujos valores estão tabelados

Tabela 9-Fatores corretivos de NSPT (CR)

Comprimento da vara	Coeficiente corretivo
>10	1
6-10	0,95
4-6	0,85
3-4	0,75

Tabela 10-O fator CB relaciona se com o diâmetro do furo

Diâmetro do furo	Coeficiente corretivo
65-115	1
150	1,05
200	1,15

Tabela 11-Amostrador relaciona se com o fator Cs

Amostrador	Coeficiente corretivo
Bipartido	1
Inteiro	1,20

Para ter em conta o efeito do nível de tensões efetivas à profundidade do ensaio, para o caso de solos arenosos é feita mais uma correção para uma tensão efetiva de 100kPa

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \quad (37)$$

N_1 & C_N - Representam o ensaio corrigido e normalizado para uma tensão efetiva vertical de 100 KPa e as expressões para-o calcular são propostas no Euro código 7 – Parte 3. Estas relacionam a compacidade e o tipo de areia. Do mesmo modo que Terzaghi e Peck interpretam o valor do N_{SPT} em areias e argilas respetivamente como ilustram as tabelas.

Tabela 12- NSPT e Compacidade das areias.

<5	Muito soltas
5-10	Soltas
10-30	Medianamente compactas
30-50	Compactas
>50	Muito compactas

Tabela 13- NSPT-Compacidade das Argilas.

<2	Muito mole
2-4	Mole
4-8	Média
8-15	Dura
15-30	Muito dura
30-60	Rija
>60	Muito rija

Para que se tenha maior fiabilidade dos resultados requeridos no ensaio recomenda se a fazer correlações com outros ensaios.

3.3.3. Ensaios Cross-Hole

O ensaio sísmico entre furos (Cross Hole), consiste na geração de ondas de corte, através de uma determinada fonte de energia sísmica colocada no interior de um furo de sondagem, e na sua captação por meio de recetores colocados em dois ou mais furos de sondagem, à mesma profundidade da fonte (Matos Fernandes, 2015).

As velocidades de propagação são calculadas dividindo as distâncias percorridas pelos respetivos tempos de percurso, correspondentes às primeiras chegadas das ondas como se ilustra na figura 34 (Matos Fernandes, 2015).

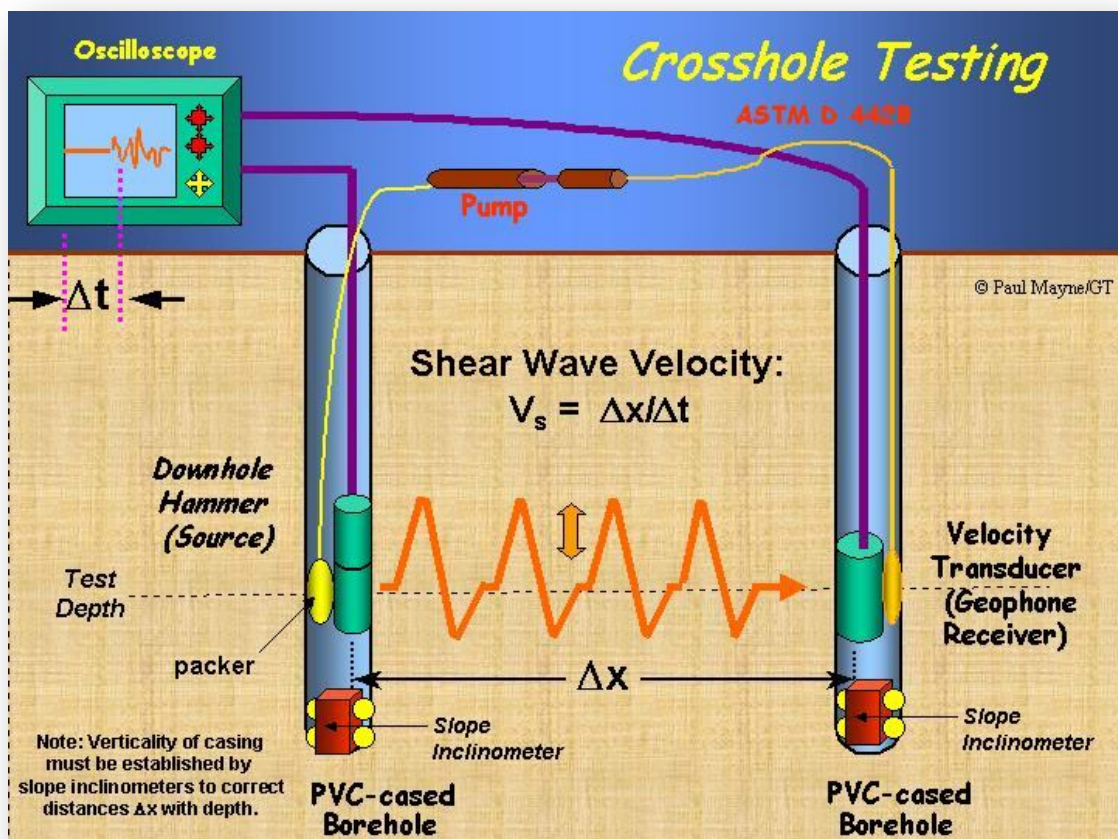


Figura 34-Esquema de um ensaio sísmico entre furos (Cross-Hole) retirado de (Mayne, 2016).

Os furos são previamente revestidos por um tubo metálico selado com calda de cimento as paredes do furo. Para iniciar-se o ensaio aguarda-se o endurecimento do cimento.

3.3.3.1. Equipamentos básicos

- ✓ Sismográfico (para registar, observar e armazenar os resultados para o tratamento)
- ✓ Martelo sísmico (provocada onda à custa de um impulso horizontal)
- ✓ Geofones (Recetores).

3.3.3.2. Interpretação dos resultados

Segundo (Matos Fernandes, 2015) para a interpretação dos resultados considera-se que o solo possui um comportamento elástico, linear. A velocidade das ondas de corte é relacionada com o módulo de distorção elástica do solo G_0 Através da equação;

$$G_0 = \rho V_s^2 = \frac{\gamma}{g} V_s^2 \quad (38)$$

Onde;

ρ - é a massa volumétrica total do solo

v_s -Velocidade das ondas de corte

g - Aceleração de gravidade

Portanto os níveis de distorção do solo, neste ensaio são de ordem de 10^{-6} e totalmente reversíveis. Permitindo-se assim interpretar os resultados na luz da teoria de elasticidade. Com este ensaio para além da velocidade das ondas s, determina-se também a velocidade das ondas p, permitindo deste modo determinar o coeficiente de Poisson através da equação (Matos Fernandes, 2015).

$$v_{dyn} = \frac{1}{2} \frac{\left(\frac{v_p}{v_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{v_p}{v_s}\right)^2 - 1} \quad (39)$$

O coeficiente de Poisson determinado é usado na interpretação dinâmica. Nesta análise toma se $G_{dyn}=G_0$, o modulo de elasticidade correspondendo assim a E_0 obtido da equação

$$E_0 = 2(1 + \nu) G_0 \quad (40)$$

Na análise estática, os níveis de deformação são baixo como foi anteriormente referido, portanto é aconselhável igual a 0,2 e 0,5 o valor do coeficiente de Poisson para carregamentos drenados e não drenados respetivamente.

Capítulo IV – Técnicas de aceleração da consolidação de solos

4.1. Enquadramento

A maior parte de obras de engenharia são desenvolvidas em zonas geologicamente recentes, cuja maioria são constituídas por solos aluvionares, isto é, apresentam formações sedimentares recentes constituídas por materiais geralmente soltos, que foram arrastados pelas águas e depositados segundo o seu tamanho e densidade (LNEC-E219), normalmente estes solos apresentam um elevado grau de compressibilidade, graus de saturação, entre outros fatores, condições estas, que não favorecem a construção de obras civis.

Antes da execução de qualquer obra seja necessário a realização de ensaios com vista a determinação da constituição e resistência solo. Conhecido os parâmetros torna se possível adotar soluções que possibilitam estabilizar a estrutura. Um processo usado com frequência é o melhoramento dos solos através de técnicas como a pré-carga, drenos verticais, vibro compactação ou substituição, entre outras. Este processo consiste na estabilização dos solos tornando-os mais competentes.

A compactação é uma das técnicas mais antigas que consiste na aplicação de carga repetidamente sobre a superfície do terreno, com objetivo de diminuir o índice de vazios existentes no esqueleto solido do solo. No caso de se detetar no terreno a incapacidade do solo (por exemplo solos férteis e orgânicos numa camada relativamente pequena) em receber qualquer estrutura pode se recorrer ao processo de substituição de solos. Este processo consiste em extrair o solo de baixa resistência, substituindo-o por um solo previamente estudado para atender as solicitações que lhe serão impostas, por outro lado se a camada de solos incompetentes for muito extensa e profunda torna se conveniente adotar se outras técnicas como estacas.

O sistema de estacas é composto por diversas tecnologias, sendo sua característica principal a transferência das cargas da estrutura para o solo resistente através da estaca; O tratamento com *Jet Grouting*, consiste na introdução de uma haste no solo, tendo na sua extremidade uma hélice giratória como um liquidificador que vai escarificando o solo, e é injetando uma calda de cimento com altíssima pressão (vai de 50 a 70MPa), forçando-a a atravessar orifícios de pequena abertura. O jato assim conseguido destrói a estrutura do solo, promovendo a mistura e a homogeneização deste material com a calda injetada (Falconi, 2010). Assim são formadas colunas de grouting no solo, com 1,00 metro, 1,20 metros..., até atingir o solo

resistente. Para além destas técnicas existe a técnica de drenos verticais cuja descrição é apresentada de modo mais detalhado, uma vez que será a técnica utilizada no âmbito do presente trabalho.

4.2. Drenos verticais

Drenos verticais é processo mais recente de tratamento de solos, usa-se geralmente conjuntamente com a técnica de pré-carregamento. Esta técnica consiste na introdução no maciço a consolidar drenos verticais de materiais de elevada permeabilidade (Matos Fernandes, 2012).

4.2. Colunas de Brita

A técnica de colunas de brita, consiste na execução de um furo circular, a partir da superfície, com determinados diâmetro e comprimento, e na inclusão de brita e sua respetiva compactação ascendente. A compactação pode ser feita através de impacto dinâmicos originários de um peso (15 à 20 kN) em queda livre (pilão) á uma altura de queda de 1,0 à 1,5 m) (Bergado, et al., 1996), como ilustra a Figura 26. A técnica de colunas de brita consiste basicamente na substituição de colunas de solo mole por brita compactada (Gniel & Bouazza, 2010). Esta técnica normalmente é usada no reforço do terreno para suportar fundações de estruturas que transmitem ao solo solicitações consideráveis como por exemplos grandes edifícios e aterros rodoviários.

As colunas de brita são aplicadas na aceleração da dissipação da pressão neutra em solos, nestes casos, são usadas para melhorar o comportamento das camadas moles (reduzem os assentamentos totais resultantes da aplicação de carga), funcionando assim como drenos verticais devido às grandes diferenças de permeabilidade (Lo, et al., 2010).

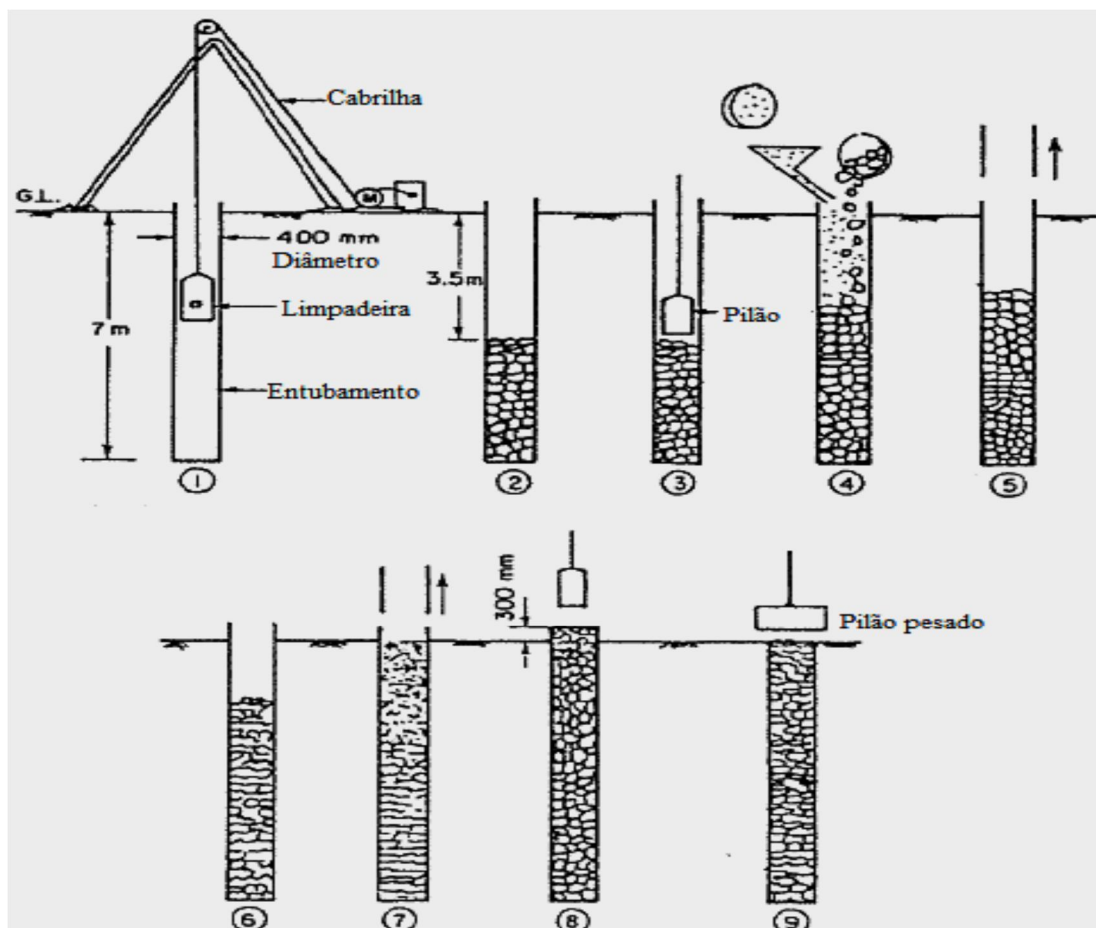


Figura 35-Método de furação com encamisamento
(Bergado, Anderson, Miura, & Balasubramaniam, 1996)

A consolidação de solos moles por esta técnica é o resultado do processo de dissipação do excesso de pressão da água nos poros de modo acelerado (Guetif *et al.*, 2007), conseguido através do encurtamento da distância de drenagem.

De acordo com Tan *et al.* (2008), a drenagem radial permite uma mais rápida dissipação do excesso de pressão intersticial quando comparado com a drenagem vertical, em resultado da permeabilidade horizontal ser mais rápida que a vertical. Além disso, a elevada rigidez da estaca de brita reduz a variação de carga sobre o solo de fundação.

4.3. Geodrenos

Os drenos verticais pré-fabricados de material sintético, tiveram origem no dreno de cartão desenvolvido por Kjellman. O cartão foi substituído por plástico (polietileno) com sulcos, este dreno foi denominado de “*Geodrain*”, e posteriormente, foram incorporados filtros de geotêxteis que deram origem aos drenos sintéticos. Estes são constituídos por um núcleo central e um filtro envolvente tal como se pode observar na figura 37, daí advém a sua classificação como geocompósitos.



Figura 36-Drenos pré-fabricados constituídos por núcleo de plástico e revestido por filtro geotêxtil (Geotechnical Systemindo, 2007).

Portanto o filtro exterior permitir a passagem da água para o interior e a filtragem dos finos do solo; o núcleo central confere a resistência mecânica ao dreno, permitindo a existência de um canal de escoamento da água.



Figura 37-Pormenores de filtro exterior a esquerda e núcleo central a direita (Geoengineer.org, 2002).

Os drenos plásticos geossintéticos, em fita, apresenta uma secção transversal de 4×100 milímetros ($4 \times 10^{-4} \text{ m}^2$) e o seu núcleo não está fixo ao filtro e é formado por um geocomposto (Jan, et al., 2001).

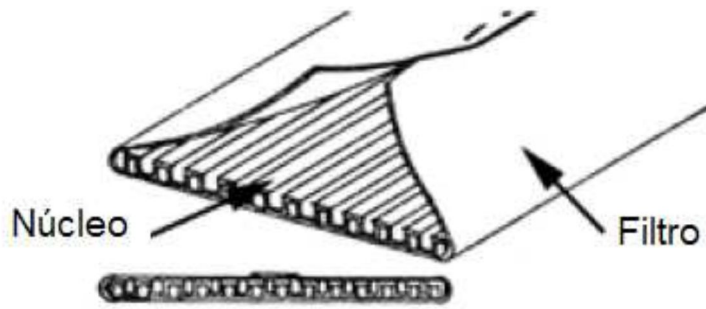


Figura 38-Esquema do dreno plástico de geossintético em faixa (Jan, et al., 2001).

O quadro seguinte ilustra as características e dimensões dos geodrenos sintéticos, normalmente fornecidos pelos fabricantes (McGown & Hughes, 1981).

Tabela 14- Características fornecidas pelos fabricantes dos drenos verticais pré-fabricados de banda (McGown & Hughes, 1981).

Tipo de dreno	Dimensões		Diâmetro Nominal	Materiais		Permeabilidade do filtro
	Largura	Espessura		Núcleo	Filtro	
Kjellman	100 mm	3.0mm	66 mm	Cartão	Cartão	2×10^{-5}
Membrana						
Polipropileno	95mm	3.4mm	63 mm	Polietileno	Polietileno	2×10^{-2}
Poliéster	95 mm	3.4 mm	63 mm		Poliéster	2×10^{-2}
Geodrain	95	40 mm	63 mm	Polietileno	Papel Tratado	6×10^{-7}

4.3.1. Instalação dos Drenos verticais

A instalação dos drenos verticais é antecedida pela demarcação do local de acordo com o projeto e em seguida inicia-se a cravação dos drenos, que é feita por um equipamento de cravação munido de uma torre adequada à profundidade que o dreno deve alcançar e uma lança, que levará o dreno à cota exigida no projeto.

O geodreno é introduzido no interior da lança de cravação até a sua extremidade inferior, onde é preso a uma ponteira metálica; Em seguida, a lança é acionada para baixo, levando o geodreno à cota projetada.

Com a cravação pronta, o geodreno é cortado manualmente cerca de 15cm a 20cm acima da cota do terreno, (McGown & Hughes, 1981).

Após a cravação dos drenos, é colocada uma manta drenante (areia ou tecido geossintético) sobre a área a ser adensada e sobre esta manta é executado um aterro provisório.

No entanto o método adotado na instalação dos drenos verticais sintéticos influencia bastante o futuro comportamento do conjunto, devido às perturbações que provoca ao redor do dreno (Calderon, 1992). Pelo que exige-se um especial cuidado para a sua instalação, deve-se, porém, evitar vibrar o solo, utilizando-se desta forma o método de cravação estática baseado nos seguintes equipamentos e acessórios (figura 40)

- ✓ Perfurador para pré-furo: executa, quando necessário, o furo inicial onde será cravado o geodreno.
- ✓ Equipamento de cravação: Provido de torre com altura adequada à profundidade a ser atingida pelo geodreno.
- ✓ Lança metálica de cravação (faca): deve ter comprimento exigido no projeto acoplado à torre.
- ✓ Ponteiras metálicas: apropriadas para prender a fita à lança, protegê-la durante a cravação e fixá-la no final do furo.
- ✓ Ferramenta de corte: para cortar a fita.

Os drenos pré-fabricados apresentam maior simplicidade e rapidez na aplicação, acarretando baixos custos quando comparados com os dos drenos verticais de areia ou de brita (Rathmayer, & Saari, 1983)

4.3.2. Vantagens do uso de geodrenos

- ✓ Não necessita de água para sua instalação em obras;
- ✓ Não necessita a remoção de solo para sua instalação;
- ✓ Mantém inalterada a sua capacidade de funcionamento mesmo quando a sua posição vertical, quando da instalação, é alterada pelos movimentos laterais provocados pela consolidação do solo;
- ✓ A permeabilidade horizontal do solo em torno do dreno é mantida inalterada, pois o efeito de cravação é desprezível;
- ✓ Toda área lateral do dreno funciona como superfície livre para a captação de água



Figura 39-Instalação de Drenos (Menard, 1995).

Capítulo 5 – Caso de estudo

5.1. Localização da Área de Estudo

A ponte armando Guebuza, faz ligação do centro e norte do país, através dos distritos de Caia na província de Sofala e Morrumbala na província de Zambézia, Sul e Norte do rio Zambeze respetivamente. A sul do rio Zambeze encontramos o distrito de Caia com uma superfície de 3.542 km², limitado pelo distrito de Chemba a Nordeste e o rio Zambeze a Este, a Noroeste e Oeste faz fronteira com o distrito de Maringué, e a sul com os distritos de Cheringoma e Marromeu. (Ministério de Administração Estatal, 2005). Na margem Norte do rio, temos o distrito de Morrumbala com 12.823Km² de superfície, limitado a nordeste com o distrito de Mlilange, sul Mopeia, este Mocuba e Nicoadala, a Oeste rio Chire. (Ministério de Administração Estatal, 2005)

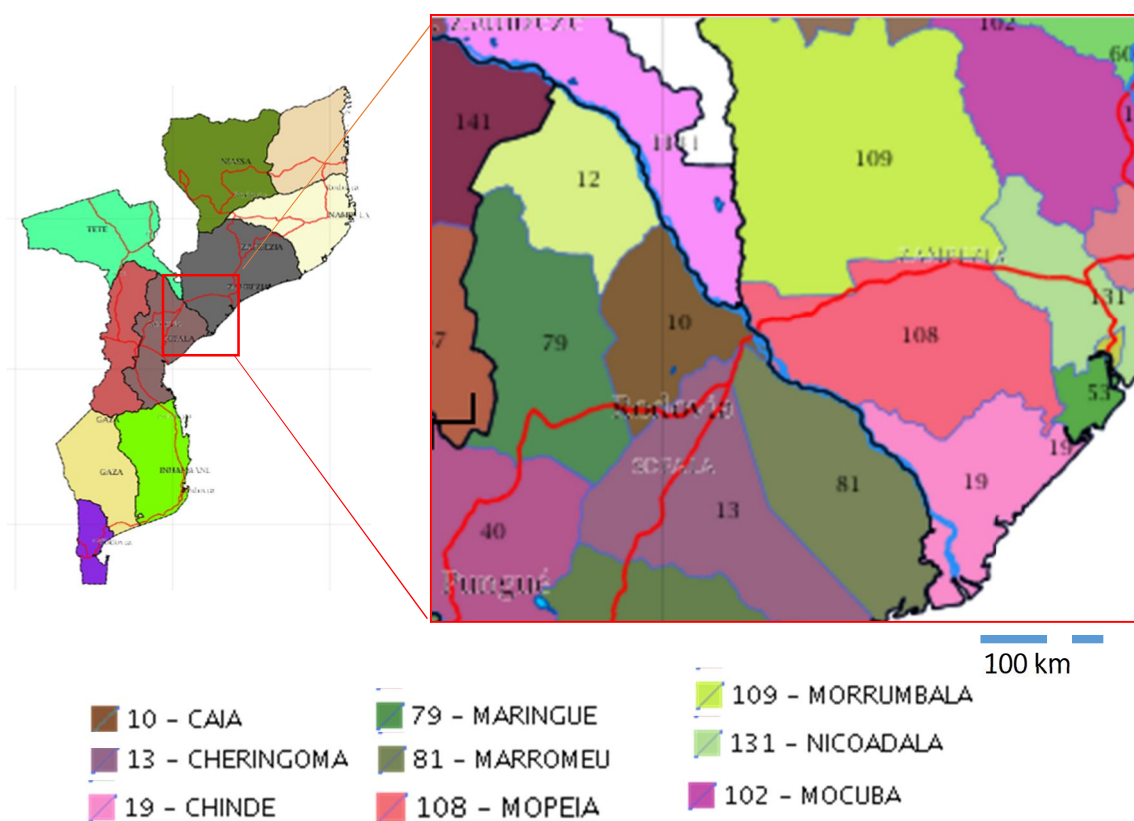


Figura 40-Localização geográfica da área de estudo adaptado de (<http://mapas.cnpm.br/moçambique/mapas.html>) 09/05/2016.

Em termos de coordenadas geográficas, o distrito de Caia, localiza-se entre as coordenadas 17° 00' à 18° 30' de latitude Sul e 34° 30' à 35° 30' de longitude Este, Morrumbala situa-se entre as latitudes 17°19'00 de latitude Sul, 35°35'00 de longitude Este.

5.2. Enquadramento geológico

O enquadramento geológico da área em estudo foi efetuado baseando se na carta geológica de Moçambique (1:1000.000), publicado pelo Instituto de Geologia do Ministério dos recursos Minerais em 2008. Segundo (Vasconcelos, 2014) e em conformidade com a carta, as três regiões de Moçambique (Norte centro e sul), possuem uma enorme diferença sobre ponto de vista geológico, assim, o Norte é fundamentalmente constituído por terrenos Proterozóicos, o Sul inteiramente por terrenos Fanerozóicos e a região centro enquadrando terrenos arcaicos, proterozóicos e fanerozóicos.

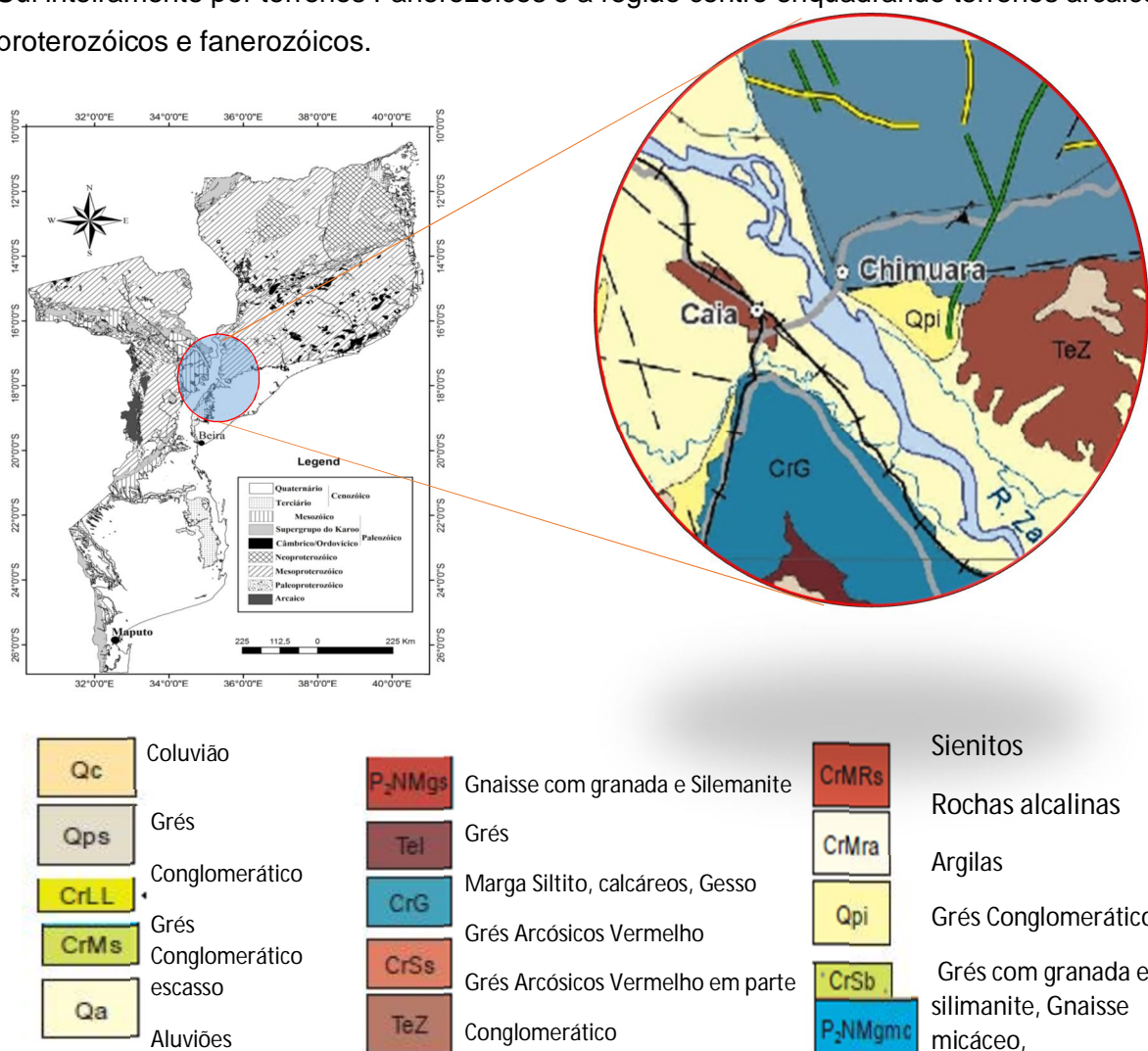


Figura 41-Enquadramento geológico da área de estudo adaptado de (Gerson Guerreiro, citado por Vasconcelos, 2014).

A zona em estudo é inteiramente de cobertura fanerozoico. Esta cobertura divide-se em Supergrupo de Karoo (SGK), caracterizado pelo desenvolvimento de fossas tectónicas intracratónicas e bacias profundas, e o mais recente sistema do Rife Este Africano (SREA) (Vasconcelos, 2014). Para sua caracterização em termos litostratigráficos, geomorfológicos e hidrogeológicos, tomou-se em atenção a Paleogeografia e a Tectónica que a permitem enquadrar na região.

A região de Caia e Morrumbala (bacia do Zambeze) onde se encontra a ponte, é englobada totalmente por duas grandes bacias sedimentares, de origem continental e marinha (bacias de Rovuma e de Moçambique) que se depositaram após o ciclo orogénico Pan-Africano.

5.2.1. Geomorfologia e tectónica

A bacia do rio Zambeze é representada por várias superfícies de aplanção associadas a ciclos de erosão, testemunhadas pelas Zonas das Montanhas, associadas ao ciclo de Gondwana, Região dos Grandes Planaltos, associada ao ciclo Africano, Planaltos médios associados ao ciclo do Zumbo e Planícies costeiras associadas ao ciclo do Congo (Planícies do Chire e do Zambeze) (GTK CONSORTIUM, 2006).

Portanto estas planícies são constituídas por formações Pós-terciárias e Quaternárias correspondendo aluviões, coluviões, que se desenvolvem desde a fronteira sul do Malawi até ao rio Zambeze atravessando o distrito de caia. Onde ao sul do distrito em direção a Marromeu recentemente ocorreu erosão que desnudou depósitos plistocénicos, resultando num relevo ondulado a muito ondulado (Ministério de Administração Estatal, 2005).

O vale do Zambeze é caracterizado também pela ocorrência de solos aluvionares estratificados que apresentam uma certa maturidade e, frequentemente formam cones aluvionares ou leques nas zonas de contatos correspondentes às planícies aluvionares de 'Graben', isto é, apresenta uma estrutura em degrau, cuja configuração é visível através da superfície topográfica (zona do vale corresponde à placa rebaixada e os contrafortes marginais à zona sobrelevada). A estratificação desses sedimentos deve-se à deposição em diferentes períodos sobre ação fluvial.

A planície aluvial do Rio Chire está sobre uma porção do Rift do Niassa, designada por Graben do Chire, estando assim propenso a um cenário de sismicidade intensa. A região tem-se materializado com sismos de pequena magnitude, em geral atingindo valores inferiores a 3,5. Portanto Pequenas elevações constituídas por uma enorme variedade de rochas de natureza gneissica, com origem, tanto ígnea como sedimentar precâmbrios, na zona aplanada da

planície aluvionar, estão representadas pelo maciço de orientação submeridional, que se situa entre as cotas 100 a 600m.

5.2.2. Litologia

A geologia regional associada à bacia do Rio Zambeze, na zona da ponte, engloba formações pertencentes ao Quaternário, Cenozóico e Pré-câmbrico.

Os depósitos **Quaternários** podem ser subdividido em depósitos Pleistocénicos, como dunas internas, Grés Costeiros, Terraços Fluviais e Calcários Lacustres e depósitos Holocénicos, como depósitos de planície de inundação de composição arenoargilosa ou lamosa, dunas costeiras e areias praias e depósitos aluviais (GTK CONSORTIUM, 2006). Estes estão presentes fundamentalmente ao longo dos cursos de água, com enfoque particular no curso inferior do Rio Zambeze, onde ocupam extensas áreas aplanadas e são constituídos por areias brancas e vermelhas, e argilas pertencentes a antigas aluviões. Além destes, os depósitos podem ainda apresentar grandes acumulações mais ou menos superficiais de calhaus, grosseiramente rolados, e cascalhos de origem fluvial, de litologia variada, em consequência da variedade geológica da bacia (GTK CONSORTIUM, 2006, p. 27).



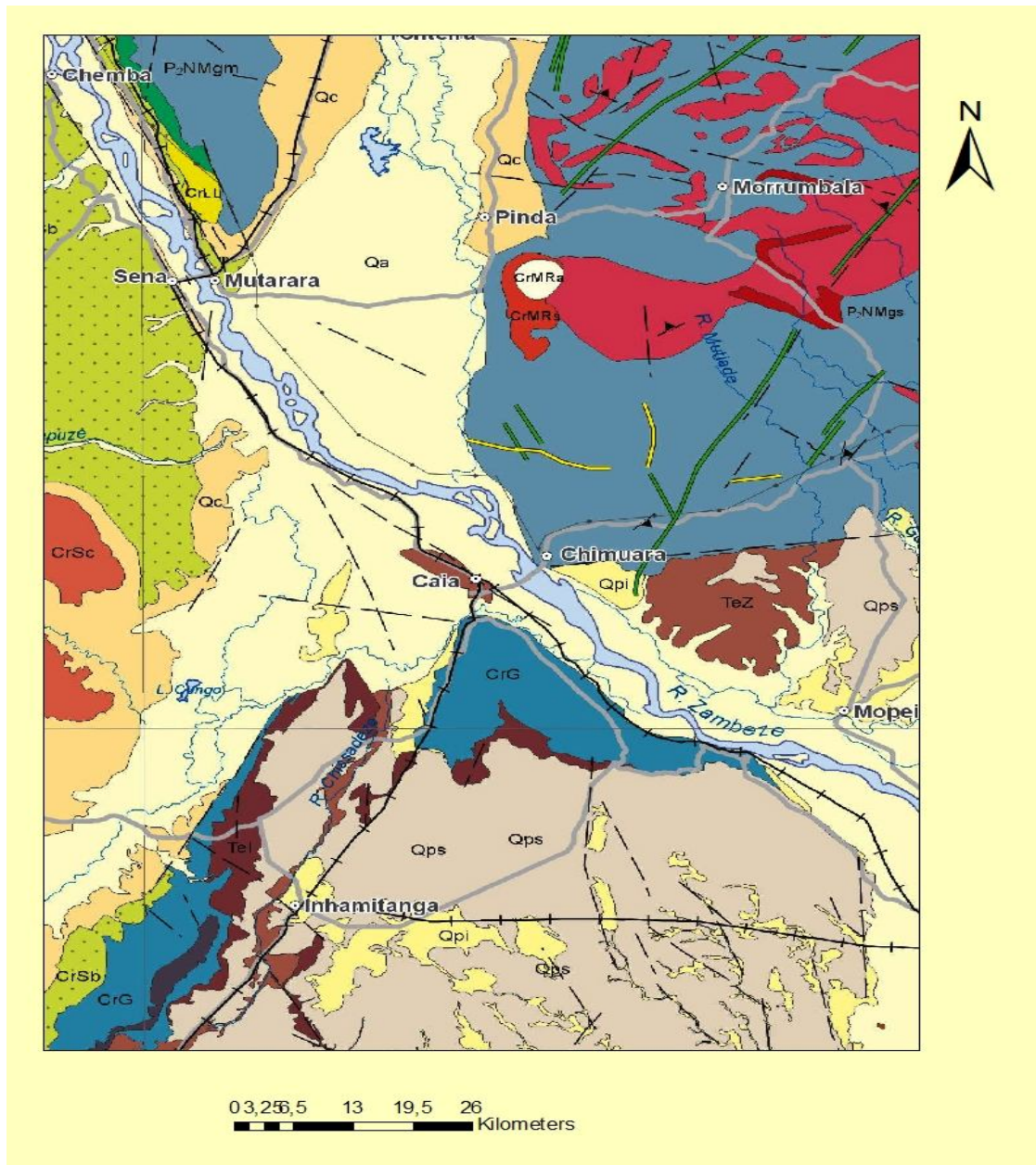
Figura 42-Aspecto da geomorfologia aplanada no local antes da construção da Ponte Amando Emílio Guebuza (Relatório da obra, ponte Zambeze G.017.A.2006).

Na parte norte da Baixa Zambeze as formações do **Cenozóico** encontram-se representadas por calcáreos recifais ou gresosos, grés arcósicos, grés argilosos e margas siltosas. Estas formações são essencialmente Mio-pliocénicas, denominadas de *Grés Arcósicos Inhaminga e Chicolane* e correspondem a grés argilosos, de granulometria variada e cores que variam entre o vermelho, acastanhado, amarelo e branco. Em geral são friáveis a muito friáveis, pouco coerentes e, por vezes, ocorrem em leitos conglomeráticos. E ainda é representado pela formação Mazamba que compreende uma sequência areno-grés-conglomerático continental, composta por depósitos detríticos de material não-selecionado, areno-argiloso ou conglomerático. Localmente os matacões de grés podem alcançar 10 – 15 cm de diâmetro. Os seixos são compostos predominantemente por quartzo, com proporções menores de grés sacaróide e carbonato. O cimento dos conglomerados matriz-suportados é argiloso (GTK Consortium, 2006).

A formação Pré-câmbrico, é constituído por rochas de natureza gnaíssica, do Super Grupo de Chinde, do grupo de Metolola. Portanto geologicamente ocorrem gneisses de vários tipos, frequentemente cortados por filões migmatíticos, pegmatíticos e quartzosos. Existe também variedade de gneisses localizadas na envolvência da ponte compreendem Gneisses biotíticos, quartzo-feldespáticos numa proporção baixa, migmatíticos, ortopiroxénicos, anfibólicos e com diópsido. Os gneisses diopsídicos.

Cretáceo Superior a Paleoceno é identificado pela presença de Carbonatitos e rochas alcalinas associadas, ocorrem por toda área, particularmente nas adjacências de Malawi e formam também parte da **Província Alcalina Chilwa**. A sua distribuição parece ser relacionada com as margens da Garganta de Lupata, os *Grabens* de Chire e Urema, manifestando atividade ígnea associada com o desenvolvimento da SRLA e reativação de falhas mais antigas do embasamento (GTK Consortium, 2006).

A localidade-tipo da Serra Morrumbala, composto na sua maior parte, por um granito alcalino, cercado por sienito. Veios de quartzo (CrMRq), Intrusões alcalinas e Diabásios (CrMRa), Sienito (CrMRs) e Tufitos e Brechas Vulcânicas (CrMRv). Na parte mais ao leste da SDS 1634, no pátio da ferrovia em Zemira, um conduto único de lavas basálticas instruiu grés da Formação Sena do Cretáceo Médio a Superior. Consequentemente, estas rochas foram emplaçadas posteriormente à Formação Sena do Cretáceo Médio a Superior (<100 – 125 Ma). Conforme ilustra a carta geológica (figura 43).



Legenda

Qc Coluvião	P₂NMgs Gnaiss com granada e Silemanite	CrMRs Sienitos
Qps Areia argilosa	TeI Grés	CrMra Rochas alcalinas
CrLL Grés Conglomerático	CrG Marga Siltito, calcáreos, Gesso	Qpi Argilas
CrMs Grés Conglomerático escasso	CrSs Grés Arcósicos Vermelho	CrSb Grés com granada e silimanite, Gnaiss micáceo, migmatíticos
Qa Aluviões	TeZ Grés Arcósicos Vermelho em parte Conglomerático	P₂NMgmc

Figura 43-Recorte da carta geológica de moçambique na escala a 1:1000 000 (GTK Consortium, 2006).

5.2.3. Hidrogeologia

De acordo com análise feita ao relatório de identificação fornecida pela Mota-Engil, as condições geológicas e geomorfológicas da zona em estudo demonstram um modelo hidrogeológico caracterizado pela percolação interna da água tanto em meio poroso como fissural, verificando-se o primeiro caso do maciço terroso e quando o maciço rochoso sedimentar apresenta um grau de friabilidade acentuado e o segundo no caso do maciço rochoso medianamente a pouco alterado (*Pré-câmbrico*). Assim, a área em estudo pode caracterizar-se como:

Uma unidade superficial, que se desenvolve até profundidades da ordem dos 20 a 30 metros, constituída por solos essencialmente argilosos e/ou siltosos, por vezes com algumas intercalações arenosas. Nestas condições, prevê-se que a permeabilidade do conjunto seja em geral baixa a muito baixa;

Sob este conjunto, desenvolvem-se camadas predominantemente arenosas, por vezes com algum seixo ou calhau disperso, às quais se encontram associadas permeabilidades médias a elevadas;

O maciço sedimentar, constituído por materiais de granulometria extensa com predominância do tipo granular, configura um cenário de permeabilidade média a baixa, isto é, um pouco inferior ao caso anterior.

O maciço gneissíco corresponde a uma unidade de permeabilidade em grande, do tipo fissural, ao qual se encontra associado uma permeabilidade média a elevada, com padrão de drenagem dependente dos níveis locais de fracturação e respetivo preenchimento. (Relatório da obra, ponte Zambeze G.017.A.2006).

5.3. Campanha de prospeção in-situ

Na referida obra foi efetuado um levantamento bibliográfico de modo relativo às características geológico – geotécnicas da região acompanhada por um reconhecimento de campo preliminar, realizou uma campanha de 40 sondagens mecânicas durante as quais foram executados ensaios de penetração dinâmica – SPT e recolha de amostras remexidas e indeformadas. No contexto da análise de assentamentos sob os aterros de aproximação aos viadutos, foram realizadas 4 sondagens. Finalmente foram ainda realizados 2 ensaios sísmicos – Cross-Hole, para a determinação da velocidade de propagação das ondas sísmicas entre furos.



Figura 44- Execução dos trabalhos de prospeção no viaduto V1 da travessia do rio Zambeze (Relatório da obra, ponte Zambeze G.017.A.2006).

5.3.1. Ensaios SPT

O ensaio foi constituído por um amostrador, um conjunto de varas de aço, um martelo e por fim por um dispositivo de elevação e destravamento que permite erguer o martelo deixando-o cair em queda livre sobre a batente que liga o trem de varas.

Na execução do ensaio foi utilizado um martelo do tipo “PILCON”, cujo “ratio” de energia ER_r , de acordo com a informação do fabricante, é cerca de 60%. Deste modo, para efeito de cálculo, foi considerado $N_{60} = N_{SPT}$

Contudo o ensaio revelou a presença de um estrato de solos de diferentes naturezas composto por diversas litologias, que vão destes aterros de terras vegetais nas camadas mais superficiais, depósitos argilosos e siltosos, depósitos arenosos e maciços sedimentares (arenitos e argilitos), agrupados de acordo com os intervalos de compacidade observados nos diferentes horizontes geológicos como se vê na figura 45, que representa um corte geotécnico

na zona resultados obtidos nas sondagens, agrupados de acordo com os intervalos de compacidade observados nos diferentes horizontes geológicos interessados.

Tabela 15-Resultados comparativos NSPT / horizontes geológicos.

Horizonte	Litologia	NSPT
A	Aterros / Terra vegetal	< 10;
B	Depósitos argilosos e siltosos	8 – 15; 15 – 30; 30 - 60
C	Depósitos arenosos	10 – 30; 30 – 60; > 60
D	Maciço-Sedimentar (Arenitos e Argilitos)	> 60.

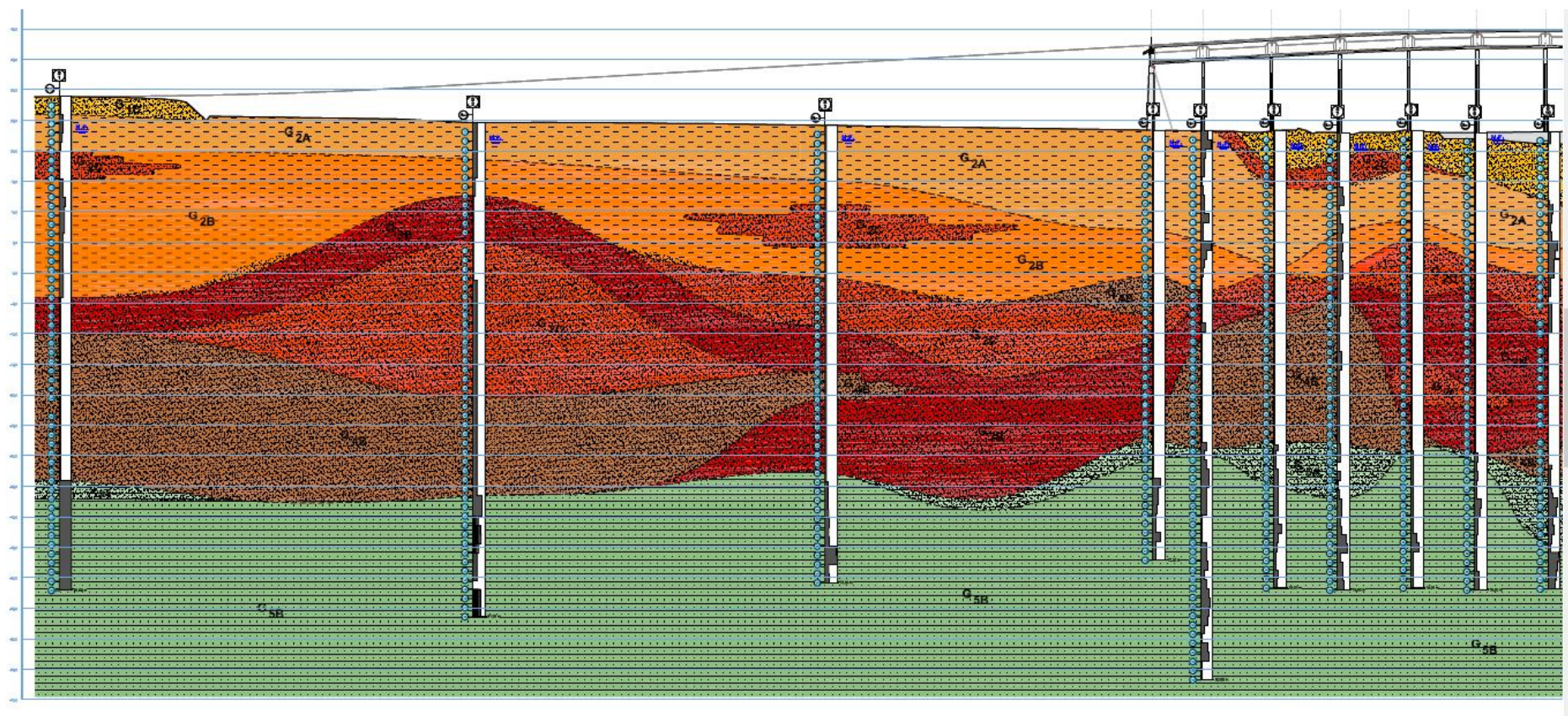
















Figura 45-Corte geológico da zona em estudo.

LEGENDA:**Geotecnia**

	G_{1A} - Solos argilosos moles a muito moles ($N_{SPT} < 4$)
	G_{1B} - Solos argilosos medianamente consistente ($4 < N_{SPT} < 8$)
	G_{1C} - Solos arenosos soltos a muito soltos ($N_{SPT} < 10$)
	G_{2A} - Solos argilosos duros ($8 < N_{SPT} < 15$)
	G_{2B} - Solos argilosos muito duros ($15 < N_{SPT} < 30$)
	G_{2C} - Solos arenosos medianamente compactos ($10 < N_{SPT} < 30$)
	G_{3A} - Solos argilosos rijos ($30 < N_{SPT} < 60$)
	G_{3B} - Solos arenosos compactos ($30 < N_{SPT} < 60$)
	G_{4A} - Solos argilosos muito rijos ($N_{SPT} > 60$)
	G_{4B} - Solos arenosos muito compactos ($N_{SPT} > 60$)
	G_{5A} - Maciço rochoso muito friável ($N_{SPT} > 60$)
	G_{5B} - Maciço rochoso friável ($N_{SPT} > 60$)
	G_{6A} - Maciço rochoso decomposto (W_5)
	G_{6B} - Maciço rochoso medianamente (W_3) a pouco alterado (W_2)
— — — —	Limite geotécnico

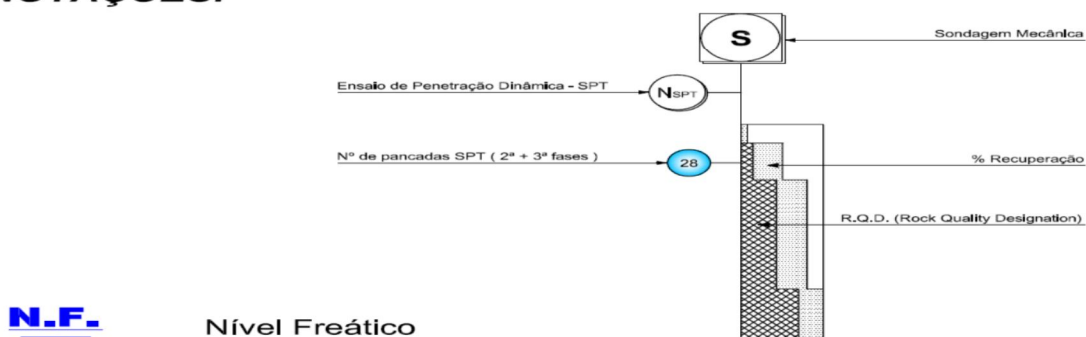
NOTAÇÕES:

Figura 46-Legenda do mapa de zonamento.

5.3.2. Ensaaios Cross-Hole

O módulo de distorção dinâmico do solo – G_0 e do *coeficiente de Poisson dinâmico* do terreno, foram avaliados na base dos ensaios sísmicos entre furos *cross – Hole*. Como foi referido no capítulo III deste trabalho, este ensaio consiste na geração de ondas sísmicas P e S, através de uma determinada fonte de energia sísmica colocada no interior de um furo de sondagem, e na sua captação por meio de recetores colocados em dois ou mais furos de sondagem, à mesma profundidade da fonte. Portanto para a realização do referido ensaio foi usado um equipamento da *Geotomographie Inc.*, (figura 47) constituído por:

- ✓ *Uma fonte sísmica de ondas P (SBS-42);*
- ✓ *Fonte sísmica de ondas S (SH-66);*
- ✓ *Um recetor BGK3;*
- ✓ *Gerador de impulsos IPG 1005;*
- ✓ *Uma unidade de controlo remoto RCU;*
- ✓ *Sismógrafo RAS-24, da SEISTRONIX, (para aquisição dos dados);*
- ✓ *O software TOMTIME da GeoTom (para interpretação dos dados de campo);*
- ✓ *Sonda DIGITILT SENSOR, da SINCO (Slope Indicator) (para medição da distância entre os pontos ensaiados e desvios em profundidade dos furos de sondagem);*
- ✓ *Consola digital - DIGITILT DATAMATE (registo de informações);*
- ✓ *Software DIGIPRO versão 1.29. (interpretação das informações).*



Figura 47-Aspecto do equipamento envolvido na execução do ensaio sísmico cross – Hole
(Relatório da obra, ponte Zambeze G.017.A.2006)

O ensaio foi realizado mediante uma fonte emissora de energia sísmica à superfície e dispondo os recetores ao longo do furo de sondagem como se vê na (figura 48). Esta multiplicidade de posições da fonte sísmica e dos recetores, teve como objetivo produzir uma elevada densidade espacial e uma cobertura angular de raios sísmicos bastante completa, na secção em estudo.



Figura 48-Colocação do recetor BGK3 durante a execução dos ensaios
(Relatório da obra, ponte Zambeze G.017.A.2006).

Na tabela 16 apresentam-se os resultados obtidos de uma forma resumida. No entanto os ensaios foram realizados de acordo com os procedimentos normativos propostos pela ASTM D4428M-00 - *Standard Test Method for Cross-Hole Seismic Testing*.

Tabela 16-Resultados dos ensaios Cross-Hole / horizontes geotécnicos.

Horizonte Geotécnico	Velocidade de propagação-Vp (m/s)	Velocidade de propagação -Vs (m/s)	Coefficiente de Poisson
G_{1B}	1500 – 1600	160 – 180	0,49 – 0,50
G_{1C}	1000 – 1500m/s	110 – 130	0,40 – 0,50
G_{2B}	1450 – 1700	200 – 350	0,47 – 0,49
G_{2C}	1400 – 1700	120 – 270	0,49 – 0,50
G_{3A}	1550 – 1650	300 – 350	0,47 – 0,48
G_{3B}	1450 – 1650	200 – 420	0,48 – 0,49
G_{5A}	2000 – 2300	500 – 700	0,43 – 0,48
G_{5B}	2030 – 2120	700 – 1000	0,34 – 0,42

5.3.3. Correlações entre ensaios

Visando uma melhor caracterização do maciço terroso em estudo, a partir da integração de ensaios geofísicos (Cross - Hole) e ensaios geotécnicos de campo (sondagem SPT), foi feita uma correlação entre NSPT e Vs, a velocidade de propagação de ondas de corte com a profundidade e consequentemente o modulo de distorção máxima. Esta correlação, permite fazer o enquadramento dos intervalos de velocidade expectável, para cada horizonte geotécnico específico. Assim sendo a correlação encontrada entre os dois parâmetros é do tipo potencial com fatores de correlação de 80 e 70%, respetivamente para solos arenosos e argilosos (Figuras 49 e 50).

As ondas P são as mais rápidas das ondas sísmicas, podendo propagar-se tanto em meios sólidos como líquidos. A velocidade de propagação em granitos, por exemplo, é superior a 3500 m/s. Em meios líquidos a velocidade de propagação reduz-se bastante. Por exemplo, na água, a velocidade das ondas P é de apenas cerca de 1500m/s, enquanto as ondas S só se propagam em meios sólidos. A sua velocidade é menor do que a das ondas P.

Portanto analisando se resultados obtidos verificou-se que a velocidade de propagação das ondas primárias (V_p), possuem uma velocidade baixa a média na ordem de 1000 á 2000 m/s. Nos solos e no maciço muito friável, é semelhante à velocidade de propagação das ondas sísmicas em meio aquoso, demonstrando deste modo que o solo encontra se saturado. Não é possível distinguir claramente as velocidades de propagação das ondas de compressão (V_p) de acordo com o tipo litológico ou geotécnico. Comprometendo assim a interpretação dos coeficientes de Poisson dinâmicos. Onde este coeficiente é obtido pelo conhecimento da razão V_p/V_s .

O coeficiente de Poisson em rochas sedimentares apresenta um intervalo de variação que vai desde 0.3 (argilite compacto e calcário) a 0.45 (sedimentos não consolidados e sedimentos com água. O que se verifica em media nos dados apresentados na tabela

A velocidade de propagação das ondas de corte (V_s) variam de (160 a 700m/s) revelando assim claramente o aumento da compacidade e/ou consistência, o que demonstra a passagem dos materiais terrosos para o maciço rochoso (G_{5B}).

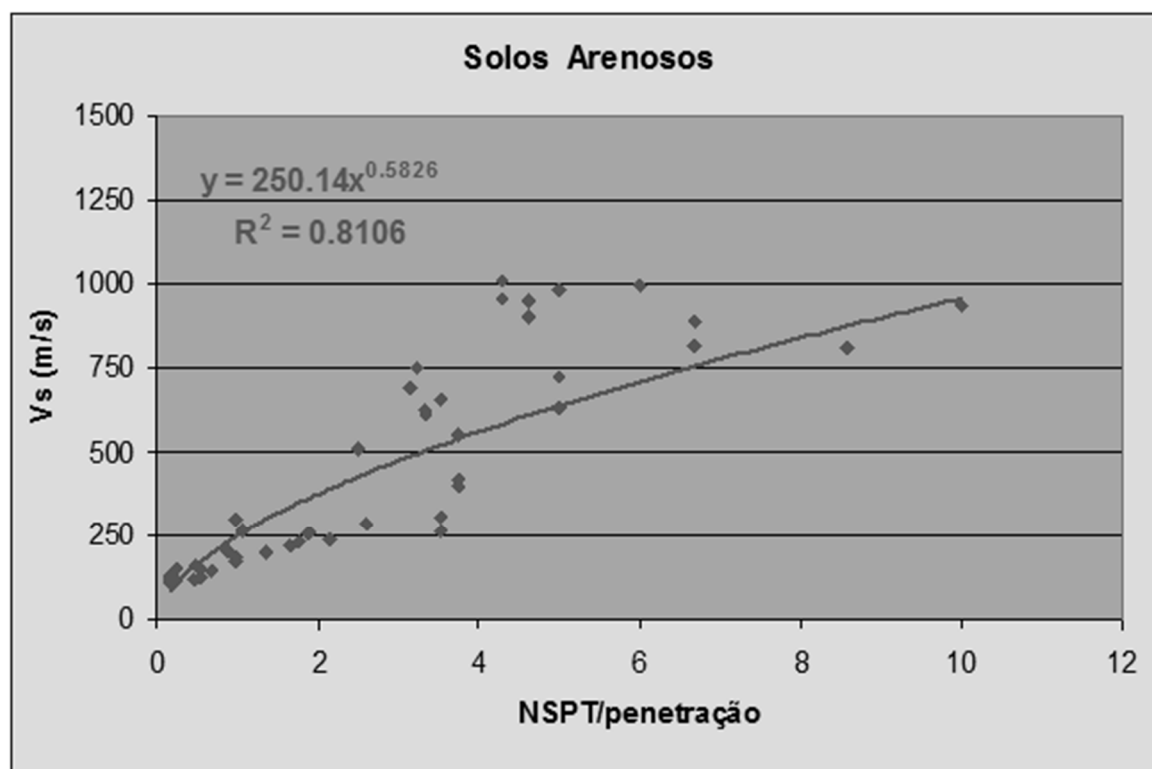


Figura 49-Comparação de resultados em solos arenosos.

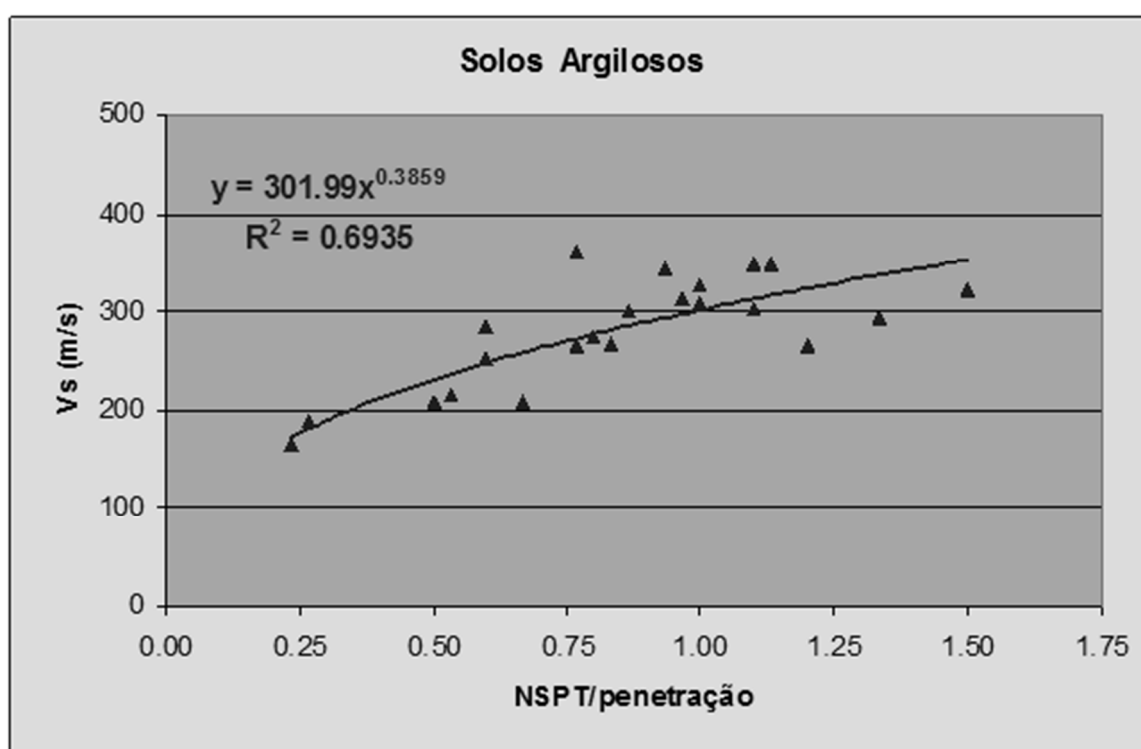


Figura 50-Comparação de resultados em solos argilosos.

5.4. Ensaios laboratoriais

Para se proceder à identificação, classificação e avaliação das características dos solos foram realizados ensaios em laboratório, que permitiram identificar e avaliar as suas características físicas (análises granulométricas, limites de consistência, teor em água e teor em matéria orgânica), bem como determinar os parâmetros que traduzem o comportamento em termos de resistência (ensaio de corte direto) e compressibilidade (ensaio de consolidação). Os ensaios foram realizados no Laboratório Central da MOTA-ENGIL Engenharia e Construção, S.A. (solos), de acordo com as Normas Portuguesas em vigor, as especificações do LNEC aplicáveis e o EUROCÓDIGO 7 – Parte 2 “Geotechnical design assisted by testing: Laboratory testing”.

No processo de identificação e de caracterização física do solo foram analisadas 40 amostras, que incidiram globalmente sobre os materiais terrosos. Um resumo destes resultados é apresentado na tabela 17.

Tabela 17 -Resumo dos resultados de caracterização física do solo.

% Solos	Classificação		% #200 Passada no Peneiro	% Fração Passa no peneiro	PL	(e)	W(%)	S _r
		%						
17% arenosos	SM e A-2-4(0)	11	>35%	>25%	N P	0.5 à 0.8	<75%	15 à 20%.
	SP	5.7						
34.3% siltosos	ML e A-4(5-10)	31.4	60% à 100%	5 a 90%	>15 %	0.5 a 0.8	20%; à 30%	90
	MH A-7-5 (20)	2.9						
48.6% argilosos	CH e A-7-5/6	19;2 0	<95%	40 a 85	30 à 55	0.5 a 0.8	15% à 30%	<85 %
	CH	45.7						
	CL e A-6	8;10 2.9%			10 à 15			

Os ensaios revelaram a presença de 17% de solos arenosos, 34% solos siltosos e 48,6% de solos argilosos.

Dos 17,1 % de amostras arenosas, foram classificadas como SM e A-2-4 (0) (11,4%) e SP (5,7%) de acordo com as classificações unificada e rodoviária, respetivamente; estas amostras evidenciam percentagens de passados no #200 inferiores a 35% e percentagem da fração argilosa inferior a 25%, não plástica; os ensaios de caracterização física revelam índices de vazios variáveis entre 0,5 e 0,8, graus de saturação superiores a 75%, e teores em água natural de 15 a 20%. Conclusivamente estes solos são semipermeáveis com tendência a impermeáveis, apresentam boa resistência ao corte, uma compressibilidade baixa á muito baixa quando compactadas e saturadas, para além de apresentar uma razoável trabalhabilidade como material de construção.

Dos 34,3% de solos essencialmente siltosos, foram classificados como ML e A-4(5-10)

(31,4%) e MH A-7-5 (20) (2,9%); evidenciam percentagens de passados no #200 entre 60 e 100% e percentagem da fração argilosa variando num intervalo de 5 a 90%; apresentam-se não plásticos ou de plasticidade baixa com limites de liquidez inferiores a 40% e índices de plasticidade inferiores 15%; os ensaios de caracterização física revelam índices de vazios variáveis entre 0,5 e 0,8, graus de saturação superiores a 90%, e teores em água natural de 20 a 30%. Estes solos são semipermeáveis com tendência a impermeáveis, apresentam uma resistência ao corte razoável, uma compressibilidade media quando compactados e saturados.

Por fim os 48,6% de solos argilosos, classificados como CH(solos totalmente impermeáveis fraca resistência ao corte e alta compressibilidade quando compactadas e saturadas) e A-7-5/6 (19-20) (45,7%) e CL e A-6 (8 – 10) (2,9%); as argilas *tipo CH* apresentam-se com percentagens de passados no #200 superiores a 95% e percentagem da fração argilosa variando num intervalo de 40 a 85%; exibem plasticidades médias a elevadas com limites de liquidez enquadrados no intervalo 50 a 85% e índices de plasticidade entre 30 a 55% a que correspondem atividades (A_t) entre 0,5 a 0,9 (corresponde aos valores típicos exibidos por argilas cauliniticas e iliticas); por seu lado os ensaios de caracterização física revelam índices de vazios variáveis entre 0,5 e 0,8, graus de saturação sempre superiores a 85%, frequentemente de 100% e teores em água natural de 15 a 30; as argilas *tipo CL* enquadram-se nos mesmos intervalos excetuando no que respeita aos limites de liquidez (30 a 35%), índices de plasticidade (10 a 15%), percentagem de passados no #200 (70 a 80%) e percentagem de fração argilosa (35%)

5.4.1. Ensaio de corte direto

Segundo os ensaios mecânicos e de corte direto a amostra revelou características de um solo argiloso com índices de vazios iniciais variáveis entre 0,70 a 0,90, e tensões de pré-consolidação da ordem dos 100 kPa. Os valores do índice de compressibilidade rondam 0,25 e os coeficientes de consolidação apresentam-se variáveis em função do tipo de argila em análise (CL ou CH). Os ensaios de corte direto revelam uma relação do parâmetro não drenado com a tensão efetiva de consolidação (c_u/σ'_v), em geral dentro intervalo 0,2 a 0,4, típica de solos argilosos normalmente a ligeiramente consolidados (NC a LOC) (tabela 18).

Tabela 18-Resumo dos dados do Ensaio de Corte.

Amostra	Tipo de solo	Tensão de confinamento	Resistência não drenada	C_u/σ'_v
		Kpa	KPa	KPa
A561/06	Argila gorda	100	48	0,48
		200	68	0,34
		400	88	0,22
A563/06	Argila magra	100	22	0,22
		200	35	0,18
		400	75	0,19

5.4.2. Ensaio de consolidação

Os solos argilosos, em virtude do seu elevado índice de vazios, são muito compressíveis. Quando submetidos a carregamentos superiores à sua tensão de pré consolidação (maior tensão à qual já estiveram submetidas), apresentam assentamentos que devem ser adequadamente avaliados, a fim de se obter uma boa estimativa de projeto, e poder tomar as medidas necessárias em resposta a esses deslocamentos verticais.

Assim sendo a compressibilidade de um solo argiloso mole é avaliada através da relação $C_c/(1+e_0)$, denominada índice de compressibilidade, que é diretamente proporcional aos assentamentos. Por outro lado, o parâmetro C_c é obtido através da curva de compressão do ensaio de consolidação ou edométrico, que é feito a partir de amostras indeformadas. As análises dos dados dos solos em estudo indicam que o índice de compressibilidade varia entre 0,23 e 0,25, mostrando que os solos analisados evidenciam compressibilidade razoável.

O coeficiente de consolidação vertical (c_v) é um parâmetro que indica a velocidade da dissipação do excesso de pressão neutra no solo. Seu valor é diretamente proporcional à permeabilidade do solo, e pode ser obtido através de diferentes formas e correlações. Na presente análise a consolidação vertical obtida foi de $3 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$. Este valor foi aplicado um coeficiente de modo a se obter o valor do coeficiente de consolidação horizontal (C_h). Este coeficiente é bastante importante no tratamento do solo com drenos verticais normalmente é duas vezes maior que C_v . A tabela 19 mostra os resultados dos ensaios de consolidação realizados.

Tabela 19-Resumo dos dados de Ensaio de Consolidação.

Amostra	Tipo de solo	C_d/C_r	e_o/e_p	$Cc/(1+e_o)$	$Cr/(1+e_o)$	C_v
				Cm^2/s	Cm^2/s	10^{-5}cm^2
A561/06	Argila gorda	0,25/0,05	0,4/0,21	0,08	0,01	30 a 150
A563/06	Argila magra	0,23/0,09	0,69/0,64	0,136	0,053	13 a 35

5.5. Estimativa de assentamentos e tempo de consolidação

O esquema do perfil geológico que serviu de base para a estimativa de assentamentos por consolidação apresenta-se na figura (51). Este foi feito com o intuito de facilitar a interpretação das opções tomadas para se efetuarem os cálculos aqui apresentados.

Para efeitos de cálculo considerou-se que o estrato compressível é constante ao longo de todo tempo e o nível freático encontra-se na base dos aterros e que possui duas fronteiras drenantes.

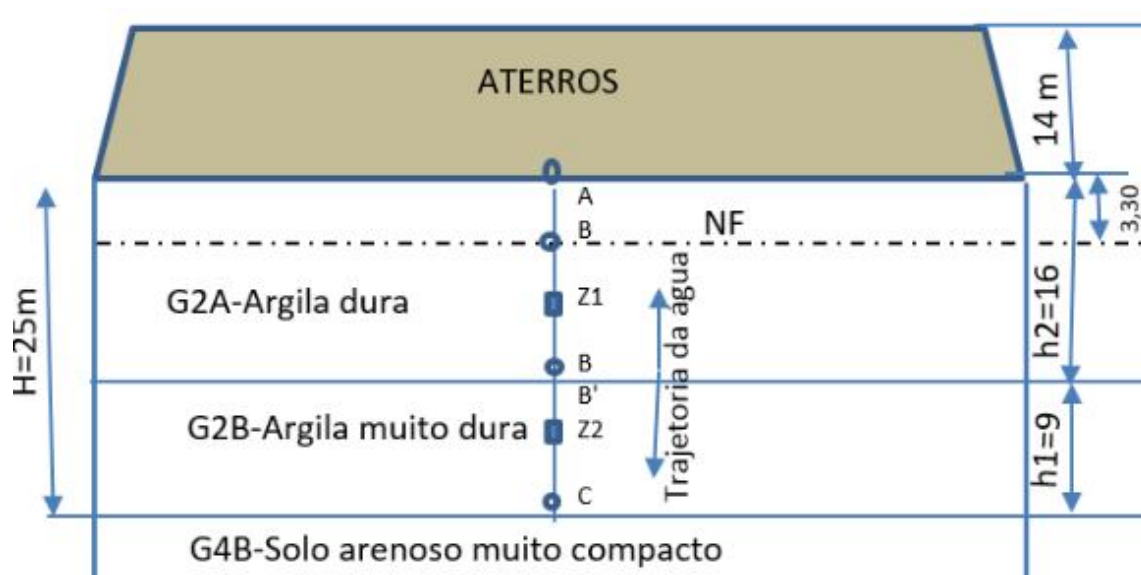


Figura 51-Esquema do Perfil geológico considerado nos cálculos.

5.5.1. Evolução das tensões com a profundidade antes do aterro

A evolução das tensões com a profundidade foi encontrada com base no valor da tensão efetiva vertical em repouso 60KPa, determinadas traves da equação 43, conhecido o valor da tensão total em repouso (equação 41) pelo produto do peso volumétrico do solo e a cota de recolha da amostra, subtraindo o valor da pressão intersticial.

$$\sigma_v = z * \gamma \quad (41)$$

$$u = z * \gamma \quad (42)$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad (43)$$

A evolução das tensões após a construção do aterro, foi encontrada adicionando o acréscimo de tensão ($\Delta q_s = 280$ Kpa), imposta pelo aterro, a tensão efetiva de repouso, de seguida calcularam-se outros parâmetros segundo as equações 44 e 45.

$$\sigma'_1 = \sigma'_v + \Delta q_s \quad (44)$$

$$u_0 = \sigma_v - \sigma'_v \quad (45)$$

Onde

σ_v -tensão total vertical apos o aterro

σ_h - tensão total horizontal apos o carregamento

u_0 . Pressão da agua nos poros

Z -cotas do terreno

Adiante apresenta se exemplo de aplicação das equações na determinação das tensões.

Primeiro fez se a determinação da tensão total vertical em repouso a meio dos estratos compreensíveis (G2A E G2B) antes da construção do aterro, aplicação da equação 20.

$$\sigma_v = z * \gamma$$

$$\sigma_v(G2A) = 8(m) * 17,5 \left(\frac{KN}{m^3} \right); \quad \sigma_v(G2B) = 20.50(m) * 18,5 \left(\frac{KN}{m^3} \right)$$

$$\sigma_{v(G2A)} = 140Kpa ; \quad \sigma_{v(G2B)} = 379,23 kpa$$

Em seguida fez-se a determinação do excesso de pressão neutra a meio do estrato compressível do solo argiloso duro G2A. O valor do peso volumétrico da água considerado para os cálculos foi de 10KN/m^3 , (aplicação da equação 21) assim sendo;

$$u = z1 * \gamma_w$$

$$u(G2A) = 8(m) * 10\left(\frac{KN}{m^3}\right); \quad u(G2B) = 20,50(m) * 10\left(\frac{KN}{m^3}\right)$$

$$u(G2A) = 80 \text{KPa}; \quad u(G2B) = 205 \text{ KPa}$$

Determinação da tensão efetiva em repouso a meio dos estratos compressíveis, antes da construção de aterro.

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

$$\sigma'_{v(G2A)} = 140 \text{ (KPa)} - 80 \text{ (KPa)}; \quad \sigma'_{v(G2B)} = 379 \text{ (KPa)} - 205 \text{ (KPa)}$$

$$\sigma'_{v(G2A)} = 60 \text{ (KPa)}; \quad \sigma'_{v(G2B)} = 175 \text{ (KPa)}$$

A determinação das tensões após a construção do aterro, consistiu no acréscimo de 280 KPa correspondente ao peso volumétrico do aterro, a todas tensões anteriormente calculadas assim sendo:

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vi} + \Delta q$$

$$\sigma'_{vf(G2A)} = 60 + 280; \quad \sigma'_{vf(G2B)} = 379,3 + 280$$

$$\sigma'_{vf(G2A)} = 340 \text{ KPa}; \quad \sigma'_{vf(G2B)} = 659,3 \text{ KPa}$$

O valor da pressão intersticial manteve se constante mesmo após o acréscimo da tensão, tendo variado o valor da tensão total

$$\sigma_{vf} = \sigma'_{vf} + u_f$$

$$\sigma_{vf(G2A)} = 340 + 80; \quad \sigma_{vf(G2B)} = 454,3 + 205$$

$$\sigma_{vf(G2A)} = 420 \text{ KPa}; \quad \sigma_{vf(G2B)} = 659,3 \text{ KPa}$$

A tabela 20 mostra resumidamente todos os valores calculados para cada ponto do estrado considerado na figura 51.

Tabela 20-Resumo de cálculo da variação das tensões com a profundidade.

Perfil geológico		Cotas	Tensão Total						Acréscimo de
			Iniciais			Finais			Tensão
		Z	σ_{Vi}	σ'_{Vi}	U_i	σ_{Vf}	σ'_{Vf}	U_f	Δq
		(m)	(KPa_a)	(KPa_a)	(KPa_a)	(KPa_a)	(KPa_a)	(KPa_a)	(KPa_a)
G2A	A	0,00	0,0	0,0	0,0	280,0	280,0	0,0	280
	z1	8,00	140,0	60,0	80,0	420,0	340,0	80,0	
	B	16,00	280,0	120,0	160,0	560,0	400,0	160,0	
G2B	B'	16,00	296,0	136,0	160,0	576,0	416,0	160,0	
	Z2	20,50	379,3	174,3	205,0	659,3	454,3	205,0	
	C	25,00	462,5	212,5	250,0	742,5	492,5	250,0	

Dos resultados constatou-se que tanto a tensão total vertical em repouso antes da construção do aterro, a tensão efetiva em repouso e a pressão neutra crescem com a profundidade. A tensão total vai tomando o dobro dos valores da tensão efetiva. Por outro lado, após o acréscimo de tensão em 280 KPa, pela construção do aterro as tensões finais atingem valores correspondentes a três vezes os valores iniciais isto é a tensão total, efetiva e intersticial final variam entre 280 a 742 KPa, Como se ilustra a (figura 52).

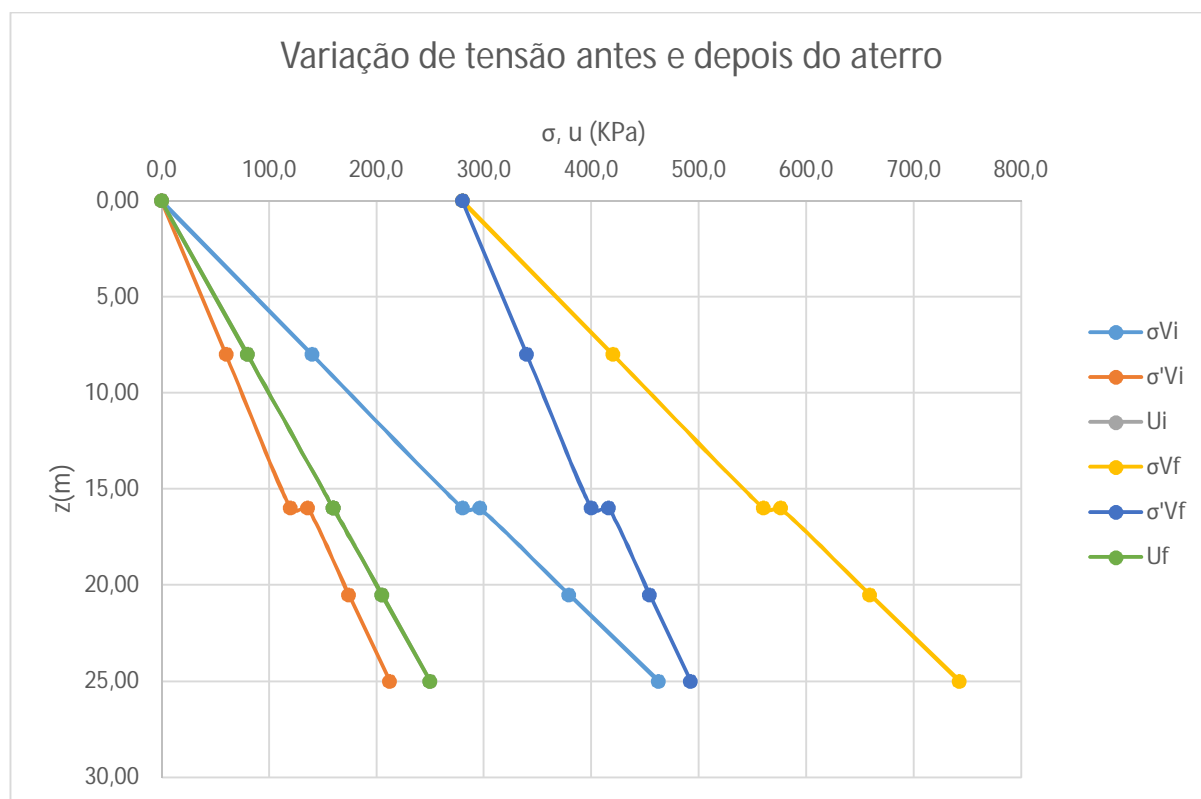


Figura 52-Variação da tensão com a profundidade.

5.5.2. Grau de sobreconsolidação (OCR) da camada compressível

De acordo com os resultados dos ensaios de corte direto e de consolidação verificou-se que os solos compressíveis são essencialmente normalmente consolidados. Deste modo os cálculos de assentamentos por consolidação (S_c) serão calculados através da expressão seguinte. Dado que os índices de compressibilidade para as duas unidades compressíveis (2A e 2B) são distintas, os assentamentos referentes a cada unidade serão calculados em separado. Os valores numéricos de $C_c/(1+e_0)$ já foram apresentados na tabela 19.

$$S_c = \frac{h_0}{1 + e_0} C_c \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}$$

Para o estrato G2 $\frac{C_c}{1+e_0} * h_0 = 2.18$

Para o estrato G2B $\frac{C_c}{1+e_0} * h_0 = 0.72$

Substituindo estes valores nas respectivas equações resulta:

$$S_{C(G2A)} = 2.18 * \log \frac{60+280}{60}; \quad S_{C(G2B)} = 0.72 * \log \frac{174,3+280}{174,3}$$

$$S_{C(G2A)} = 1.64 \text{ m}; \quad S_{C(G2B)} = 0,30 \text{ m}$$

$$S_{C(\text{Total})} = S_{C(G2A)} + S_{C(G2B)}$$

$$S_{C(\text{Total})} = 1,94 \text{ m}$$

Feitos os cálculos constatou-se que os solos sofreriam um assentamento na ordem dos **1,94 metros**. Com este resultado, fez-se uma estimativa do tempo que os assentamentos levariam a se processar de modo a atingir 95% de 1.94 metros. Dado que os valores do coeficiente de compressibilidade (c_v) são da mesma ordem de grandeza, isto é, tem uma taxa de dissipação idêntica, os cálculos para avaliação dos tempos de consolidação foram efetuados considerando uma camada homogênea com 25m de espessura (correspondente aos estratos 2A + 2B).

A estimativa foi efetuada considerando que o aterro foi efetuado em 3 meses e que o estrato compressível possui duas fronteiras drenantes, uma na parte superior do estrato argiloso duro e outra na parte inferior do solo argiloso muito duro. Assim sendo nos cálculos foi considerado $H/2$, correspondendo percurso que uma partícula da água leva a atingir a fronteira drenante. De seguida são apresentados os cálculos usados para determinar o tempo de consolidação.

$$T_V(\%) = \frac{C_V t}{H^2}; \quad H = \frac{H_0}{2}$$

Onde o valor do coeficiente de consolidação vertical C_V é igual á $3 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ e o valor de estrado compressível $H=25 \text{ m}$, o fator tempo correspondente a 95% de consolidação será igual, $T_{V(95\%)}=1,129$, o t representa o tempo necessário para que ocorra uma consolidação natural. No entanto da equação resulta que:

$$t = \frac{T_V H^2}{4 \cdot C_V}$$

$$t = \frac{1,29 \cdot 25^2}{4 \cdot 3 \cdot 10^{-8}};$$

$$t = 5,88 \cdot 10^7 \text{ segundos}$$

Nota-se claramente que se o início da obra dependesse to tempo hora calculado, deveria se esperar cerca de 180 anos que é praticamente impossível de se esperar. No entanto o gráfico seguinte mostra como é que os assentamentos se processam com o tempo

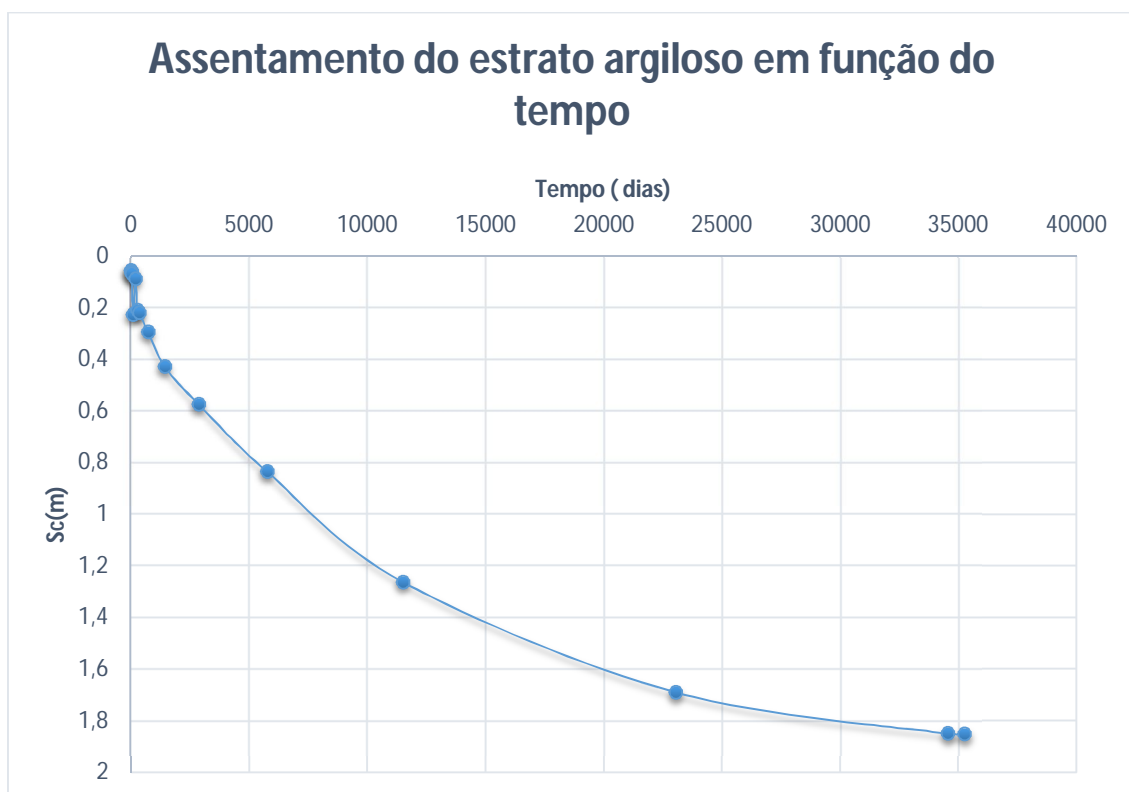


Figura 53-Assentamentos do estrado Compressível /tempo.

5.6. Aceleração do processo de consolidação por geodrenos

De acordo com os resultados dos ensaios e os cálculos efetuados na tabela 16 do subcapítulo 5.4.3 os solos em análise apresenta uma resistência ao corte aceitável, isto é; a razão entre resistência não drenada e a tensão efetiva vertical é constante e vai de acordo com o critério de Tresca. No entanto estes revelaram uma grande incompetência quando deformação. Julgamos nós que este problema poderá ser ultrapassado mediante o uso de técnicas de aceleração da dissipação do excesso de pressão da água dos poros.

5.6.1. Soluções adotadas

Perante o problema de consolidação dos solos (o tempo que levaria a consolidação) adotou como possível solução do problema a aplicação de drenos verticais de material sintético para acelerar a consolidação. Visto este ser o maior problema que exibem, não havendo porem necessidade de aplicação de colunas de brita o que poderia também ser visto como uma solução valida.

De acordo com as equações anunciadas no capítulo 2, foi adotado uma malha triangular de 2.00 metros de espaçamento, mediante os cálculos este possui um raio de influência de 1.128 metros. esta malha foi adotada de forma interativa conforme Fernando (2012) recomenda.

A escolha desta malha foi devido a eficiência que possui em comparação com a disposição quadrada do mesmo espaçamento (figura 54) assim com a economia em termos de quantidades requeridas para instalação. A tabela 20 ilustra várias opções para escolha do espaçamento.

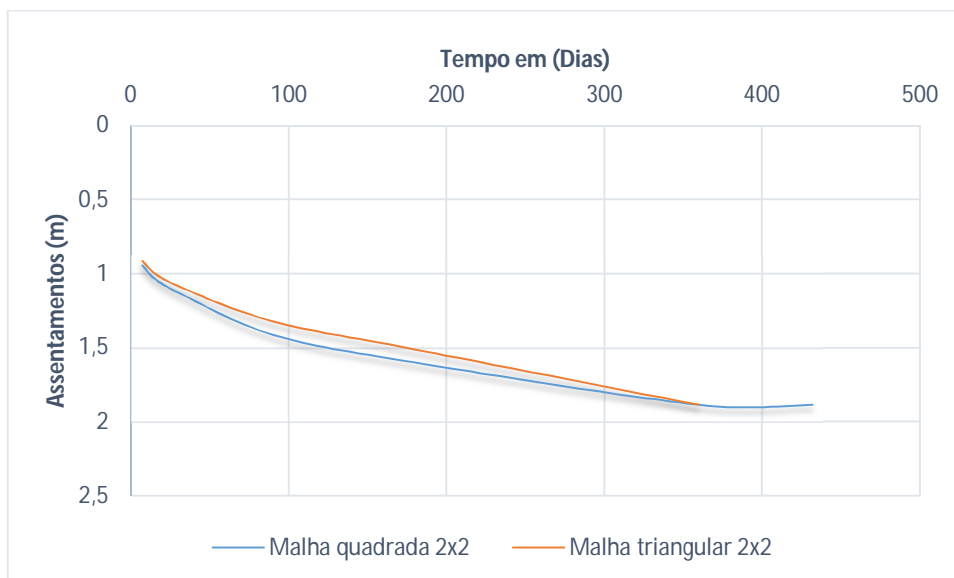


Figura 54-Comparação entre Malha triangular e quadrada.

A tabela 19 ilustra várias opções para escolha do espaçamento de acordo com o raio do dreno e a zona que influenciar.

Tabela 21-Dados usados no dimensionamento de drenos verticais.

Malha	Espaçamento	r_w	R	n
	(m)	(m)	(m)	
Quadrada	2,00	0,025	1,128	45,12
L2	2,50		1,410	56,4
	3,00		1,692	67,68
Triangular	2,00		1,050	42
	2,50		1,313	52,5
L1	3,00		1,575	63

Com a malha adotada serão necessários cerca de 360 dias para que a consolidação do solo atinja 95%. Depois dos três meses da construção do aterro. Como ilustra se no gráfico 20 seguinte.

No entanto, comparando o processo de consolidação de solos sem tratamento e o processo de consolidação após aplicação de geodrenos sintéticos, nota-se claramente que o solo tratado com geodrenos apresentam mais eficiência na dissipação do excesso de pressão neutra que os solos não tratados.

Com a utilização de geodrenos reduz se o tempo de consolidação do estrato argiloso em estudo, de 180 anos parara cerca de 1 ano o que corresponde á um ano e sessenta e sete dias. Tornando deste modo conveniente a utilização dos geodrenos.

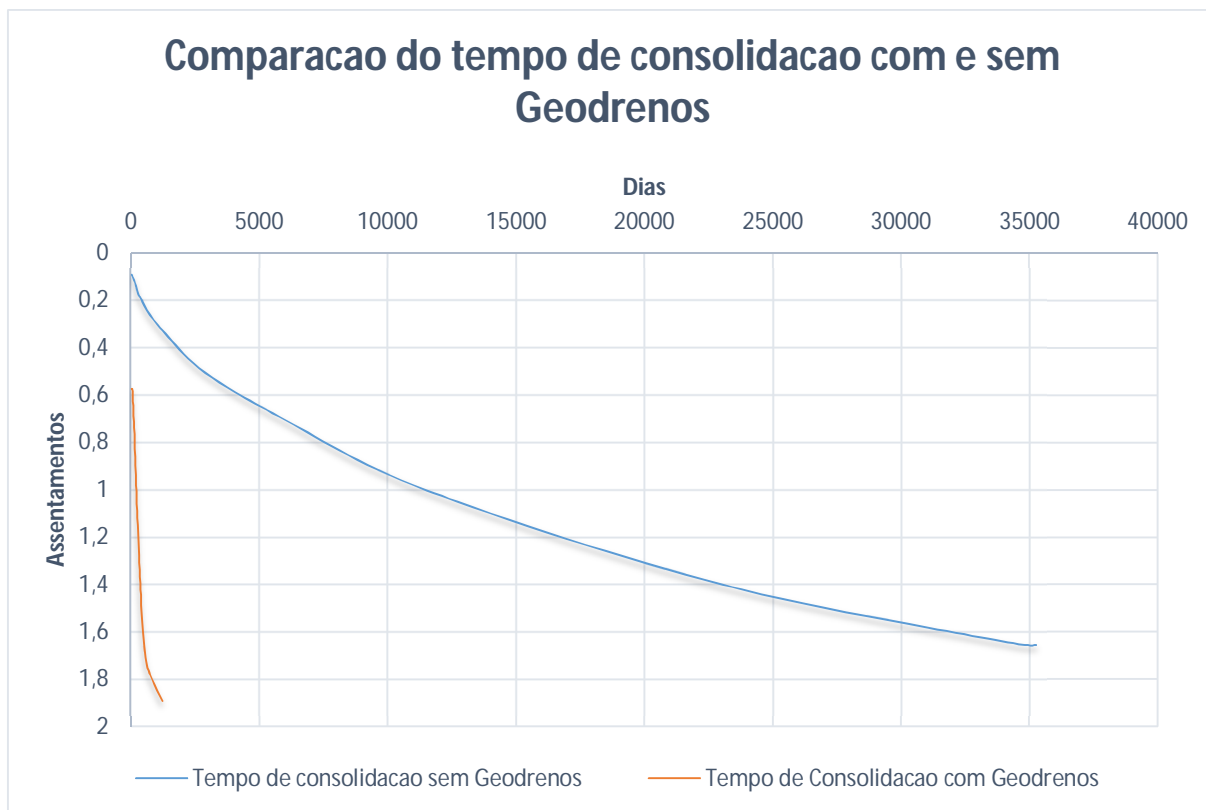


Figura 55-Comparação de Assentamentos em função do tempo, com Geodrenos e sem Geodrenos.

Capítulo 6- Considerações finais

A ponte Armando Emílio Guebuza, sobre o rio Zambeze em Moçambique, foi construída basicamente sobre um depósito aluvionar extenso, formados por espessas camadas de argilas saturadas, entremeadas por camadas de areia.

As técnicas construtivas em uma determinada obra geotécnica são condicionadas pelo prazo e o custo de construção e manutenção. No entanto não existem soluções adequadas a todas situações, cabe ao projetista avaliar detalhadamente as restrições impostas pela operação de aproveitamento da área e o manuseamento de equipamento adequados.

Foi estudado o depósito aluvionar da bacia do Zambeze entre o distrito de Caia a Norte de Sofala e Chimuara a Sul da província de Zambézia, através da análise dos resultados das campanhas de ensaios ali realizadas.

Os resultados permitiram a formação de um banco de dados de ensaios sobre os solos da bacia do Zambeze sobretudo no local da ponte Armando Guebuza, englobando a estratigrafia, limites de Atterberg, índice de vazios, peso específico natural, ângulo de atrito do solo, coesão, resistência não-drenada, índice de compressão e coeficiente de consolidação vertical.

A análise dos resultados dos ensaios permitiu a classificação dos solos em grupos de argilas CH e CL copresença significativa de finos (> 70% de passados no #200), com plasticidades elevadas (IP de 20 a 40%) a que correspondem classificações unificada e rodoviária de CH, CL e A-6 (11) e A-7-5/6 (18 a 20), respetivamente.

A percentagem de minerais argilosos varia entre 35 e 60% que se traduzem em atividades (At) da ordem de 0,6 a 0,7. Os teores em água natural são em geral elevados variando entre 34 e 38%.

Os parâmetros geotécnicos determinados foram o grau de consolidação, tempo de assentamentos e assentamentos que ocorrem sem o tratamento prévio do solo e após o tratamento quando se opta pela introdução de drenos nos aterros.

Observou-se que os assentamentos totais eram de 1,94 metros e que levariam cerca de 180 anos a se processarem naturalmente, o que não era compatível com os prazos de obra. Deste modo foi necessário dimensionar uma solução de aceleração da taxa de dissipação da

pressão da água nos poros, nomeadamente através da introdução de geodrenos. A solução adotada foi a escolha de malha triangular com espaçamento de 2 metros. A escolha dessa malha foi feita de uma forma interativa após o calculo comparativo entre varias possibilidades de malhas e espaçamentos.

A solução adotada permitiu a redução do tempo de consolidação de 180 anos para apenas 1 ano, o que permitiu enquadrar o tempo de consolidação no cronograma da obra.

Referências Bibliográficas

- Almeida, M. S. (1992). *Geodrenos como elemento de aceleração de recalque*. Seminário sobre. Brasília: Unb.
- ANE. (2014). *Condições de transitabilidade da rede de estradas classificadas*. ANE, Direção de planificação. Maputo, ANE.
- Bergado, D. T., Balasubramaniam, A. S., Anderson, L. R., & Miura, N. N. (1996). Soft ground improvement: in lowland and other environments. 427. ASCE.
- Borges, J. (1995). *Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos*. FEUP. Porto: FEUP. Porto.
- Brasfond. (2016). <http://www.brasfond.com.br/fundacoes/msolo.html>. Obtido em 30 de 04 de.
- Calderon, P. A. (1992). *Estudio Experimental de la Hincia de Drenes Verticales*. Tesis Doctoral. España, España: Universidad Politécnica de Valencia.
- Cardoso, A. S. (1990). *Apontamentos de apoio a disciplina de Modelos e Segurança em Geotecnia Licenciatura em Engenharia Civil*. Porto: FEUP.
- Casagrande, A. (1948). Classification and identification of soils. Em Transactions (Ed.), ASCE (Transactions ed., p. 901). ASCE.
- Consolotec. (2016). <http://consolotec.com.br/solo-limite-plasticidade.php>. Obtido em 05 de 07 de 2016
- Correia, A. (1980). *Ensaio para Controlo de Terraplenagens*. Lisboa: LINEC.
- Croce, P. (2000). Analysis of single-fluid jet grouting". In Ground and Soil. *Géotechnique*, 51(Géotechnique), NO. 10. PP. 905-906.
- Cruz, N. (1995). *A avaliação de Parâmetros Geotécnicos pelo Dilatómetro de Marchetti "Tese de Mestrado"*. Coimbra: Universidade de Coimbra.
- Cruz, N. (2010). *Modelling Geomechanics of Residual Soil with DMT Test. Tese de Doutoramento*. Porto: FEUP.
- Cumbe, Â. N. (2007). *O Património Geológico de Moçambique: Proposta de Metodologia de Inventariação, Caracterização e Avaliação*. Braga: Universidade do Minho Escola de Ciências departamento de Ciências da Terra.
- Diniz, d. G. (2008). *Caracterização geomecânica de amostras de jet grouting e da influência do material base (solo) nas suas propriedades*. Em I. X. Nacional (Ed.). Coimbra: In XI Congresso Nacional.
- Dunnicliff, J. (1988). *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*. New York: John Wiley & Sons, Inc. e Sousa, R. (2008). A Técnica do de Get.
- EN ISO, E.-3. (2005). *Geotechnical Investigation and testing – Fiel testing – Part 3*.

- F. J. Hartzler (CGS), V. J. Manhiça (DNG), J. M. Marques (GDW). (2008). *Carta geológica escala 1:1 000 000*. Moçambique: Direção nacional de geologia.
- Falconi, F. F. (2010). Aspectos práticos das técnicas de melhoramento do solo. Em Palestra (Ed.). São Paulo: Palestra.
- Felizardo, D. A. (2008). *Manual interativo de ensaios In Situ para caracterização de maciços*. Universidade de Aveiro: Departamento de Geociências.
- Fernandes, M. d. (1995). *Mecânica dos Solos; Volume II*. Porto: FEUP.
- Fernandes, M. d. (2012). *Mecânica dos Solos Conceitos e Princípios Fundamentais* (3 ed., Vol. 1). Porto: FEUP.
- Fernandes, M. d. (2015). *Mecânica dos Solos, Introdução a Engenharia Geotécnica*. Porto: FEUP.
- Folque, J. (1987). *Introdução a Mecânica dos Solos*. Lisboa: LNEC.
- G, C. (1987). *Embankments on soft clays*. Greece: Special publication –Bulletin of the Public Works Research Center of Greece.
- G., P. W. (1987). *Embankments on soft clays*. Greece: Special publication –Ministry of Environment, Physical Planning and Public Works.
- Geoengineer.org. (2002). <http://www.geoengineer.org/advertise>. Obtido em 05 de junho de 2016, Geotechnical Systemindo. (2007). GSI. Obtido em 05 de 06 de 2016, de http://ptgsi.com/sites/default/files/styles/project_gallery/public/gsi_pvd1_0.jpg?itok=6sH_VgzP
- Gniel, J., & Bouazza, A. (2010). *Construction of geogrid encased stone columns: A new. 28*(Geotextiles and Geomembranes), 108-118.
- Gregório, J. (2010). *Estabilização de um solo da formação palermo com-aditivo-pz-solution.html*. Obtido em 18 de 05 de 2016, de : <http://docplayer.com.br/docs-images/27/12264679/images/23-0.png>
- GTK Consortium. (2006). *Notícia explicativa/mapa explanation*. Maputo, Mozambique: National Directorate of Geology, Republic of Mozambique.
- Head, H. K. (1982). *"Manual of Soil Laboratory Testing", Volume 2: "Permeability"*. London: Engineering Laboratory Equipment.
- Irving S. Dunn, L. R. (1980). *Fndamentals of Geotechnical Analysis*. New York: John Wiley & Sons, Inc.,
- Jan, Y. J., Kim, Y. Y., W, P. W., & J, Y. Y. (2001). Consolidation Efficiency of Natural and. *Geosynthetics, 8*(Technical Paper in Geosynthetics), 4.
- Kramer, L. S. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. *Prentice Hall*, 653.
- krynine, D. P., & Judd, W. R. (1957). *Priciples of Enggineering Geology and Geotechnic* (1 ed.). Co: McGraw-Hill Book Co.
- Ladeira, F. (2003). *Sondagens – Elementos Básicos*. Aveiro: Universidade de Aveiro.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1979). *Soil Mechanics, SI vversion*. New York: John Wiley & Sons.
- LNEC. (1968). *Especificação E 196-1966, Solos - Análise granulométrica*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, .
- Lo, s., Zhang, R., & Mak, J. (2010). Geosynthetic-encased stone columns in soft clay:A. *28*(Geotextiles and Geomembranes), 292-302.
- Machado, R. (2008). *Aplicação do Método eletrorresistividade em ambiente aquático para mapeamento do Submundo*. Brasil: U.S. Paulo.

- Mateus, C. (2008). *Determinação dos erros de medição associados ao ensaio DMT*” Tese de Mestrado. Aveiro: Universidade de Aveiro.
- Mayne, P. W. (17 de 04 de 2016). *The International Information Center for Geotechnical Engineers*. Obtido de [geoengineer.org](http://www.geoengineer.org):
<http://www.geoengineer.org/photos/crosshole1.JPG>
- McGown, A., & Hughes, F. H. (1981). Practical Aspects of the Design and Installation of Deep. *Géotechnique* 31,, 1(Practical Aspects of the Design and Installation), 3-17.
- Menard. (21995). *Achi Expo*. Obtido em 2016 de junho de 05, de
http://img.archiexpo.com/images_ae/photo-mg/61405-4498695.jpg
- Michel, G. P., & Kobiyama, M. (2015). *Estimativa da profundidade do solo- Métodos de campo*. (G. P. Michel, & M. Kobiyama, Edits.) Revista Brasileira de, 08 (métodos geofísicos), 1206-1224.
- Ministério de Administração Estatal. (2005). *Perfil do distrito de caia província de Sofala*. Maputo: MAE. Obtido em 22 de 03 de 2016, de www.portaldogoverno.gov.mz
- Mota-Engil. (2016). <http://www.labc.mota-engil.pt/ensaios/solos/>. Obtido em 06 de julho de 2016,
- Nagaraji, T. M. (2001). *Soft Clay Behaviour – Analysis and Assessment*,. Rotterdam: Brookfield.
- Nowatzki, a. (2002). *Webnod*. Obtido em 2016 de julho de 01, de
<http://files.professoralexeinowatzki.webnode.com.br/200000149->
- NP. (1965). “Norma portuguesa NP – 84, Solos - *Determinação do teor em água*”, Lisboa:
- NP. (1969). “Norma portuguesa NP – 143, Solos – *Determinação dos limites de consistência*. Lisboa. Lisboa.
- NP. (1965). “Norma portuguesa NP – 83, Solos - *Determinação do peso específico*. Lisboa.
- Odebrecht, F. S. (2012). *Ensaio de Campo e suas aplicações a Engenharia de Fundação* (2 ed.). (D. L. Gylon Gonsalves da Silva, Ed.) Sao-Paulo, Brasil: oficina de textos.
- Oughton, T. (2014). *Dando drilling australia, maroochydhore*. Obtido em 07 de 04 de 2016, de [clex:https://www.google.pt/search=DANDO+Investigator+3000&biw=1366&bih=643&source=Inms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwjJ9-_mpPzLAhWLWhQKHQ39CAAQ_AUIBigB#imgsrc=rB2FXypkqplltM%3A](https://www.google.pt/search=DANDO+Investigator+3000&biw=1366&bih=643&source=Inms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwjJ9-_mpPzLAhWLWhQKHQ39CAAQ_AUIBigB#imgsrc=rB2FXypkqplltM%3A)
- Perez, C. I. (1997). *Mecânica del Suelos*. Madrid: SINTESIA, S. A. Vellermose.
- Pires, P. (2013). www.obraengenharia.com. Obtido em 30 de 06 de 2016, de
[https://www.google.pt/urlPress, F., & Siever, R. \(1997\). *Undertending Earth* \(2 ed.\). New York: W.H.Freeman and Company.](https://www.google.pt/urlPress,F.,&Siever,R.(1997).UndertendingEarth(2ed.).NewYork:W.H.FreemanandCompany.)
- R7-Noticias. (2012). *WWW.r7*. Obtido em 26 de 06 de 2016, de
<http://i1.r7.com/data/files/2C95/948F/34C4/0D5E/0134/C841/EBBF/79E7/mat%C3%A9ria.jpg>
- Rathmayer,, H., & Saari, K. (1983). Improvement of Ground. *Proceedings of the 8th*. 3, pp. 973-1399. A.A.Balkema. Helsinquia: Finnish Geotechnical Society.
- Rodrigues, J. B. (1996). *Mecânica de Suelos* (Vol. Tomo1 Fundamentos de Mecânica de Suelos). (G. Noriega, Ed.) Mexico: Limusa, S.A. de C.V. .
- Rodriguez, J. B. (1996). *Mecânica de Suelos Tomo1*. México: EDITORIAL LIMUSA, S.A. DE CV.
- Salas, J. J., & Gonzalez, J. D. (1981). *Geotecnia y cimentos (Mecânica dos solos y das Rochas)*. Madrid: Rueda.
- Santana, T. (1995). *Mecânica dos Solos - Aulas de laboratório*. Lisboa: FCT/UNL.
- Schmertmann, J. H. (1970). Static cone to compute settlement over sand. *The Soil Mechanics Engineering Division* , 96, 1011-1043.
- Schnaid, F. (2009). *In Situ Testing in Geomechaniccs*. Atlanta: An-Bin & Paul W. Mayne. Obtido de <http://ie.org.br/site/ieadm/arquivos/arqnot3896.pdf>
- Soft soil group. (2015). *Engegraut*. Obtido em 01 de 05 de 2016, de Engegraut:
http://www.engegraut.com.br/images/srv_dv_grafico.png
- SP Labor. (2011). <http://www.splabor.com.br/>. Obtido em 2016 de 07 de 03, de
- Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanike*. Wein: Franz Deuticke.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons.

Terzaghi, K., & PECK, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. (John, Ed.) New York: Wiley & Sons.

Vallejo, L. I. (2004). *Ingeniería Geológica*. Madrid: pearson educacion, sa. Ribeira del Loira, 28.

Vasconcelos, L. (2014). Breve apresentação sobre os recursos geológicos de Moçambique. *Comunicações Geológicas (2014) 101, Especial II, 869-874* (p. 6). Porto: 2014

LNEG – Laboratório Nacional de Geologia e Energia IP. Obtido em 22 de março de 2016